



TUGAS AKHIR - RC14-1501

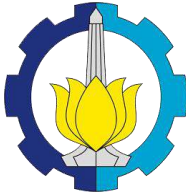
## **PERENCANAAN SISTEM DRAINASE STADION WERGU WETAN KABUPATEN KUDUS**

FEBBRI HERNING SOAEDY  
NRP. 3114 106 028

Dosen Pembimbing I:  
Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.

Dosen Pembimbing II:  
Ir. Sudiwaluyo, M.S.

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR - RC14-1501

**PERENCANAAN SISTEM DRAINASE STADION  
WERGU WETAN KABUPATEN KUDUS**

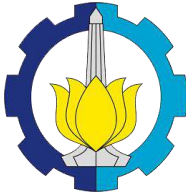
FEBBRI HERNING SOAEDY  
NRP. 3114 106 028

Dosen Pembimbing I:  
Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.

Dosen Pembimbing II:  
Ir. Sudiwaluyo, M.S.

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



*FINAL PROJECT - RC14-1501*

***DESIGN OF KUDUS'S WERGU WETAN STADIUM  
DRAINAGE SYSTEM***

FEBBRI HERNING SOAEDY  
NRP. 3114 106 028

*First Supervisor:*  
Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.

*Second Supervisor:*  
Ir. Sudiwaluyo, M.S.

*DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017*

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

# **PERENCANAAN SISTEM DRAINASE STADION WERGU WETAN KABUPATEN KUDUS**

## **TUGAS AKHIR**

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar  
Sarjana Teknik**

**Pada**

**Program Studi S-1 Lintas Jalur Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

**Oleh:**

**FEBBRI HERNING SOAEDY**

**NRP. 3114106028**

**Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir**

1. Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA. (Pembimbing I)
2. Ir. Sudiwaluyo, M.S. (Pembimbing II)



**SURABAYA  
JANUARI 2017**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **PERENCANAAN SISTEM DRAINASE STADION WERGU WETAN KABUPATEN KUDUS**

**Nama Mahasiswa** : Febbri Herning Soaedy  
**NRP** : 3114106028  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSP-ITS  
**Dosen Pembimbing** : 1. Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
2. Ir. Sudiwaluyo, M.S.

### **Abstrak :**

Stadion Wergu Wetan Kabupaten Kudus saat ini masih menggunakan sistem drainase permukaan (*surface drainage*). Saat hujan, air yang jatuh di lapangan akan langsung diteruskan ke saluran sisi lapangan. Tetapi melihat kondisi permukaan lapangan sepakbola yang tidak rata, menyebabkan air hujan yang jatuh tidak langsung dialirkan ke saluran sisi lapangan sehingga menyebabkan genangan air di beberapa titik. Masalah lain di saluran sisi lapangan yang sudah tidak memungkinkan lagi untuk menyalurkan debit limpasan ke saluran pembuang (*outfall*). Untuk mengatasi permasalahan drainase tersebut, maka direncanakan sistem drainase bawah permukaan (*subsurface drainage*).

Tugas akhir ini akan merencanakan sistem drainase bawah permukaan (*subsurface drainage*), oleh karena itu dilakukan beberapa analisis antara lain analisis tanah, analisis hidrologi, dan analisis hidrolika. Analisis tanah untuk menentukan koefisien permeabilitas serta laju infiltrasi tanah, analisis hidrologi untuk mendapatkan debit saluran rencana, serta analisis hidrolika untuk menentukan jarak pipa, kapasitas, dan dimensi saluran *surface* maupun *subsurface*.

Dari hasil analisis yang telah dilakukan, didapatkan nilai porositas  $n_e = 0,31$ , koefisien permeabilitas  $k = 50$  mm/jam, laju infiltrasi  $v = 100$  mm/jam dan tinggi curah hujan rencana periode ulang 5 tahun sebesar 190,765 mm, sehingga direncanakan kedalaman pipa 60



cm dari permukaan lapangan, dengan diameter 10 cm dan jarak antar pipa 2 m. Waktu konsentrasi ( $t_c$ )= 2,196 jam dengan debit banjir rencana ( $Q$ )= 0,1387 m<sup>3</sup>/dt. Dimensi saluran *surface* di hulu adalah 0,30 m x 0,40 m, dan di hilir 1 m x 1 m. Perencanaan saluran *surface* menggunakan beton pracetak (U-Ditch) dari PT. Varia Usaha Beton. Dengan menerapkan konsep “*zero ΔQ*” dengan debit ijin keluar stadion adalah 0,109 m<sup>3</sup>/dt, maka direncanakan kolam tampung dimensi 20 m x 24 m dengan kedalaman 2,2 m. Debit maksimum setelah dilakukan analisis kolam tampung dengan pintu air dan pompa adalah sebesar 0,106 m<sup>3</sup>/dt, sehingga tidak membebani saluran kota.

**Kata Kunci : Sistem Drainase Stadion, *Subsurface Drainage*, Kolam Tampung, *Routing Method*, *U-Ditch***

## ***DESIGN OF KUDUS'S WERGU WETAN STADIUM DRAINAGE SYSTEM***

***Name*** : Febbri Herning Soaedy  
***NRP*** : 3114106028  
***Department*** : Civil Engineering FTSP-ITS  
***Supervisor*** : 1. Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
2. Ir. Sudiwaluyo, M.S.

### ***Abstract :***

*Kudus's Wergu Wetan Stadium is designed using surface drainage system. As the rain fall, the water will be directly flowing to the side channel of the field. The condition of football field isn't flat, and it makes the rainwater can't directly flowing to the side channel of the field, as a consequences is flood at some point. The other problems on the side of the field that is impossible to flow the runoff volume to the outfall. Therefore, it can be plan to use the subsurface drainage system.*

*This final project raise the design of subsurface drainage system, therefore some analyzed should be done such as soil analysis, hydrology analysis and hydraulics analysis. The analysis of the soil aims to determine the permeability coefficient and infiltration. Hydrology analysis aims to obtain the discharge plan. Then, hydraulics analysis aims to determine the distance between the pipes, storage capacity, the dimension of the surface and also the dimension of subsurface channel.*

*Through the analysis, it can be concluded that the gain value of porosity,  $n_e = 0,31$ , coefficient of permeability  $k = 50$  mm/h, infiltration rate  $v = 100$  mm/h and top rainfall plan 5-years returned period amounted to 190,765 mm, so the planned depth of pipe is 60 cm from surface field with 10 cm of diameter and the distance between the pipes are 2 m. Time of concentration ( $t_c$ ) = 2,196 hours with the flood discharge plan ( $Q$ ) =  $0,1387$  m<sup>3</sup>/sec. The*

*upstream dimension channel is 0,30 m x 0,40 m, and the downstream channel 1 m x 1 m. Surface channels are using precast concrete (U-Ditch) by PT. Varia Usaha Beton that use the concept of “zero  $\Delta Q$ ”, with permitting discharge outflow of the stadium is 0,109 m<sup>3</sup>/sec, then the design of water storage will be planned 20 m x 24 m in a depth of 2,2 m of dimension. The maximum discharge after done by water storage plan with sluice gate and pumps are 0,106 m<sup>3</sup>/sec, so it is not overloaded for the city channels.*

***Keywords : Stadium Drainage System, Subsurface Drainage, Reservoir, Routing Method, U-Ditch***

## KATA PENGANTAR

Dengan mengucap syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa yang telah melimpahkan berkat dan rahmatNya sehingga penyusun dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan baik.

Tugas Akhir dengan judul **“PERENCANAAN SISTEM DRAINASE STADION WERGU WETAN KABUPATEN KUDUS”** ini disusun guna melengkapi dan memenuhi persyaratan kelulusan pendidikan pada Program Studi Lintas Jalur S-1 Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Penulis menyadari sepenuhnya bahwa laporan ini tidak akan selesai tanpa bantuan dan dorongan dari berbagai pihak. Pada kesempatan ini penulis menyampaikan terima kasih kepada:

1. Ibu Yunani Trimurtini, S.Pd. selaku orang tua Penulis, yang selalu mendidik dan mendoakan kelancaran studi selama 2 tahun di ITS.
2. Bapak Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA. dan Bapak Ir. Sudiwaluyo, M.S. selaku dosen pembimbing yang telah memberikan bimbingan, ilmu dan membantu menyusun laporan tugas akhir ini.
3. Ibu Yang Ratri Savitri, S.T., M.T. selaku dosen konsultasi proposal tugas akhir ini yang telah memberikan arahan, masukan dan ilmu yang bermanfaat.
4. Ir. Djoko Irawan, M.S. selaku dosen wali.
5. Mas Hammad Riza, S.T. dari Dinas Cipta Karya dan Tata Ruang Kabupaten Kudus yang telah membantu dalam proses pengumpulan data tugas akhir ini.
6. Teman-teman Lintas Jalur Genap 2014 Teknik Sipil ITS yang telah memberikan keceriaan, dukungan, dan semangat selama penyusunan laporan tugas akhir ini.

7. Brian, Saras, Lovika, Dharma, Vega, dan sahabat-sahabat sekolah yang telah memberikan dukungan, bantuan dan motivasi dalam penyusunan laporan tugas akhir ini.
8. Teman-teman Kos Keluarga Cemara yang telah memberikan keceriaan, motivasi, dan dukungan dalam penyusunan laporan tugas akhir ini.

Penulis menyadari bahwa penulisan Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna, oleh karena itu Penulis sangat mengharapkan kritik dan saran yang membangun untuk menyempurnakan Tugas Akhir ini. Semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi para pembaca.

Surabaya, Januari 2017

Penulis

## DAFTAR ISI

JUDUL .....	i
HALAMAN PENGESAHAN .....	v
ABSTRAK .....	vii
KATA PENGANTAR.....	xi
DAFTAR ISI.....	xiii
DAFTAR GAMBAR .....	xvii
DAFTAR TABEL .....	xix

### BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Perumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan.....	2
1.4 Batasan Masalah .....	3
1.5 Manfaat.....	3
1.6 Lokasi Studi.....	3

### BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum.....	5
2.2 Analisis Tanah .....	5
2.3 Analisis Hidrologi.....	11
2.3.1 Analisis Curah Hujan Rata-Rata .....	11
2.3.2 Analisis Frekuensi.....	11
2.3.2.1 Distribusi Gumbel.....	12
2.3.2.2 Distribusi Log Pearson III.....	13
2.3.3 Uji Kecocokan .....	14
2.3.3.1 Uji Chi Kuadrat.....	14
2.3.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov .....	16
2.3.4 Debit Banjir Rencana.....	17
2.3.4.1 Umum .....	17
2.3.4.2 Koefisien Pengaliran (C) .....	17
2.3.4.3 Waktu Konsentrasi ( $t_c$ ).....	19

2.3.4.4	Intensitas Hujan (I) .....	21
2.3.4.5	Perhitungan Debit Saluran (Q).....	21
2.4	Analisa Hidrolika.....	22
2.4.1	<i>Subsurface Drainage</i> .....	22
2.4.1.1	Jarak Pipa Drain.....	23
2.4.1.2	Kapasitas Pipa Drain.....	24
2.4.1.3	Diameter Pipa Drain .....	25
2.4.2	<i>Surface Drainage</i> .....	26
2.4.2.1	Kapasitas Saluran.....	26
2.4.2.2	Tinggi Jagaan.....	28
2.4.2.3	Koefisien Kekasaran .....	29
2.4.3	Profil Muka Air.....	30
2.4.4	Kolam Tampung .....	32
2.4.4.1	Analisis Kolam Tampung .....	32
2.4.4.2	Pintu Air.....	34
2.4.4.3	Pompa .....	34

### **BAB III METODOLOGI**

3.1	<i>Flowchart</i> Pengerjaan Tugas Akhir .....	37
3.2	Studi Literatur .....	38
3.3	Survei Lapangan .....	38
3.4	Pengumpulan Data.....	38
3.5	Tahap Analisis .....	39
3.5.1	Analisis Tanah.....	39
3.5.2	Analisis Hidrologi .....	40
3.5.3	Analisis Hidrolika .....	40
3.6	Tahap Kesimpulan .....	40

### **BAB IV ANALISIS DAN PERHITUNGAN**

4.1	Analisis Tanah .....	41
4.1.1	Harga Koefisien Permeabilitas Tanah.....	41

4.1.1.1. Porositas Tanah.....	42
4.1.1.2. Koefisien Permeabilitas Tanah .....	43
4.1.1.3. Laju Infiltrasi Tanah .....	44
4.2 Analisis Hidrologi.....	45
4.2.1 Analisis Curah Hujan Rata-Rata .....	45
4.2.2 Analisis Curah Hujan Maksimum Harian Rencana .....	45
4.2.2.1. Metode Gumbel .....	46
4.2.2.2. Metode Log Pearson Tipe III .....	47
4.2.3 Uji Kecocokan .....	50
4.2.3.1 Uji Chi-Kuadrat .....	51
4.2.3.1.1 Uji Distribusi Analisis Frekuensi Metode Gumbel .....	53
4.2.3.1.2 Uji Distribusi Analisis Frekuensi Metode Log Pearson Tipe III .....	54
4.2.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov.....	56
4.2.3.2.1 Uji Smirnov-Kolmogorov Metode Distribusi Gumbel.....	57
4.2.3.2.2 Uji Smirnov-Kolmogorov Metode Distribusi Log Pearson Tipe III .....	59
4.2.3.3 Kesimpulan Analisis Frekuensi .....	61
4.2.4 Analisis Debit Banjir Rencana.....	61
4.2.4.1 Analisis Subsurface Drainage.....	61
4.2.4.1.1 Koefisien Pengaliran (C) .....	61
4.2.4.1.2 Waktu Konsentrasi ( $t_c$ ).....	62
4.2.4.1.3 Intensitas Hujan (I) .....	64
4.2.4.1.4 Debit Banjir Rencana (Q) .....	64
4.2.4.2 Analisis Surface Drainage .....	65
4.2.4.2.1 Koefisien Pengaliran (C) .....	65
4.2.4.2.2 Waktu Konsentrasi ( $t_c$ ).....	65
4.2.4.2.3 Intensitas Hujan (I) .....	67
4.2.4.2.4 Debit Banjir Rencana (Q) .....	67
4.3 Analisis Hidrolika.....	73
4.3.1 Analisis <i>Subsurface Drainage</i> .....	73
4.3.1.1 Jarak Pipa Drain.....	73
4.3.1.2 Kapasitas Pipa Drain .....	74



4.3.1.3 Diameter Pipa Drain .....	76
4.3.2 Analisis <i>Surface Drainage</i> .....	78
4.3.3 Analisis Profil Muka Air .....	82
4.3.4 Analisis Kolam Tampung .....	92
4.3.4.1 Perhitungan Debit <i>Inflow</i> .....	92
4.3.4.1.1 Debit <i>Inflow</i> Setelah Pembangunan .....	92
4.3.4.1.2 Debit <i>Inflow</i> Sebelum Pembangunan .....	95
4.3.4.2 Perhitungan Debit <i>Outflow</i> .....	98
4.3.4.2.1 Analisis Pintu Air .....	98
4.3.4.2.2 Analisis Pompa Air .....	108
4.3.4.2.3 Perencanaan Saluran Penghubung .....	110
4.3.5 Standar Operasional Prosedur .....	111

## **BAB V KESIMPULAN DAN SARAN**

5.1. Kesimpulan .....	113
5.2. Saran .....	113

DAFTAR PUSTAKA .....	115
----------------------	-----

LAMPIRAN-LAMPIRAN  
BIODATA PENULIS

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1	<i>Siteplan</i> Kawasan Stadion Wergu Wetan.....	4
Gambar 2.1	Sket Galian Pipa Drain.....	22
Gambar 2.2	Sket Definisi Penentuan Jarak Pipa Drain.....	23
Gambar 2.3	Sket Definisi Penentuan Kapasitas Pipa.....	24
Gambar 2.4	Elemen Hidrolik Saluran Penampang Lingkaran/pipa .....	26
Gambar 2.5	Penampang Persegi .....	27
Gambar 2.6	Penampang Lingkaran.....	28
Gambar 2.7	Sket Definisi Untuk Perhitungan Aliran tidak Seragam, Metode Tahapan Langsung .....	31
Gambar 2.8	Hidrograf Rasional Kolam Tampung $T_d = T_c$ .....	33
Gambar 2.9	Hidrograf Rasional Kolam Tampung $T_d > T_c$ .....	33
Gambar 2.10	Grafik Nilai Koefisien Debit $\mu$ .....	34
Gambar 3	<i>Flowchart</i> Rencana Pengerjaan Tugas Akhir.....	38
Gambar 4.1	Penampang Melintang Pipa.....	62
Gambar 4.2	Penampang Memanjang pipa .....	63
Gambar 4.3	Sket Definisi Penentuan Jarak Pipa Drain.....	73
Gambar 4.4	Sket Definisi Penentuan Kemampuan Pipa.....	74
Gambar 4.5	Elemen hidrolik saluran penampang lingkaran/pipa.....	76
Gambar 4.6	Penampang Lingkaran Pipa Drain.....	77
Gambar 4.7	Dimensi Saluran 0-1 .....	80
Gambar 4.8	Sket Penampang Memanjang Profil Muka Air Saluran.....	82
Gambar 4.9	Sket Penampang Melintang Profil Muka Air Saluran.....	82
Gambar 4.10	Sket <i>Inflow</i> Kolam Tampung .....	92
Gambar 4.11	Grafik Hidrograf Debit <i>Inflow</i> Kolam Tampung .....	97
Gambar 4.12	Grafik Hubungan Elevasi Muka Air dengan ( $S/\Delta t$ ) + ( $Q/2$ ) .....	103
Gambar 4.13	Grafik Hubungan Elevasi Muka Air dengan ( $S/\Delta t$ ) - ( $Q/2$ ) .....	103

Gambar 4.14 Grafik Hidrograf Debit *Inflow* dan *Outflow* ..... 104

Gambar 4.15 Grafik Hubungan Antara Waktu Dengan Elevasi ..... 110

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Harga Angka Pori (e) .....	8
Tabel 2.2	Perkiraan Harga k.....	9
Tabel 2.3	Laju Infiltrasi .....	10
Tabel 2.4	Nilai Kritis Dsitribusi <i>Chi-Kuadrat</i> .....	15
Tabel 2.5	Nilai Kritis Do Untuk Uji Smirnov-Kolmogorov .....	17
Tabel 2.6	Koefisien Pengaliran C.....	18
Tabel 2.7	Harga koefisien hambatan, $n_d$ .....	20
Tabel 2.8	Tinggi Jagaan Minimum.....	28
Tabel 2.9	Koefisien Kekasaran Saluran .....	29
Tabel 4.1	Harga Angka Pori (e) .....	42
Tabel 4.2	Perkiraan Harga k.....	44
Tabel 4.3	Laju Infiltrasi .....	44
Tabel 4.4	Data Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun DPU Kota Kudus.....	45
Tabel 4.5	Perhitungan Tinggi Hujan Rencana Metode Gumbel .....	46
Tabel 4.6	Perhitungan Tinggi Hujan Rencana Metode Log Pearson III.....	49
Tabel 4.7	Nilai K Log Pearson Tipe III.....	49
Tabel 4.8	Curah Hujan Periode Ulang .....	50
Tabel 4.9	Hasil Analisis Curah Hujan Rencana .....	50
Tabel 4.10	Variabel Reduksi Gumbel .....	53
Tabel 4.11	Perhitungan $x^2$ Uji Chi-Kuadrat Distribusi Gumbel .....	54
Tabel 4.12	Variabel Reduksi Gauss .....	54
Tabel 4.13	Perhitungan $x^2$ Uji Chi-Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III.....	56
Tabel 4.14	Nilai Kritis Do Untuk Uji Smirnov-Kolmogorov .....	57
Tabel 4.15	Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Gumbel .....	58
Tabel 4.16	Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III.....	60

Tabel 4.17 Kesimpulan Hasil Kecocokan Chi-Kuadrat dan Smirnov-Kolmogorov.....	61
Tabel 4.18 Waktu Konsentrasi ( $t_c$ ) Saluran <i>Surface Drainage</i> ...	69
Tabel 4.19 Waktu Konsentrasi ( $t_c$ ) Saluran <i>Subsurface Drainage</i> .....	70
Tabel 4.20 Debit Banjir Rencana (Q) Saluran <i>Surface Drainage</i> .....	71
Tabel 4.21 Debit Banjir Rencana Saluran (Q) <i>Sebsurface Drainage</i> .....	72
Tabel 4.22 Elemen Hidrolik Pipa .....	77
Tabel 4.23 Dimensi Rencana Saluran <i>Surface Drainage</i> Stadion.....	81
Tabel 4.24 Dimensi Rencana Saluran <i>Subsurface Drainage</i> Stadion.....	81
Tabel 4.25 Analisis Profil Muka Air Saluran 9 – 8 .....	84
Tabel 4.26 Analisis Profil Muka Air Saluran 5' – 4' .....	85
Tabel 4.27 Analisis Profil Muka Air Saluran 5' – 3' .....	86
Tabel 4.28 Analisis Profil Muka Air Saluran 3' – 2' .....	87
Tabel 4.29 Analisis Profil Muka Air Saluran 7 – 6 .....	88
Tabel 4.30 Analisis Profil Muka Air Saluran 6 – 5 .....	89
Tabel 4.31 Analisis Profil Muka Air Saluran 2 – 1 .....	90
Tabel 4.32 Analisis Profil Muka Air Saluran 1 – 0 .....	91
Tabel 4.33 Perhitungan <i>Inflow</i> Kolam Tampung Setelah Pembangunan .....	93
Tabel 4.34 Debit <i>Inflow</i> Sebelum Pembangunan .....	96
Tabel 4.35 Perhitungan Nilai $(S/\Delta t) + (Q/2)$ dan $(S/\Delta t) - (Q/2)$ .....	99
Tabel 4.36 Perhitungan Debit <i>Outflow</i> dengan Pintu Air.....	100
Tabel 4.37 Perhitungan Debit <i>Outflow</i> dari Pompa.....	109
Tabel 4.38 Rencana Dimensi Saluran Penghubung 11-14 .....	111

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Stadion Wergu Wetan merupakan stadion multiguna di Kabupaten Kudus dan merupakan *homebase* dari klub Persiku Kudus. Selain digunakan untuk pertandingan sepakbola, stadion ini juga digunakan untuk olahraga atletik. Sejak awal dibangun belum ada perbaikan yang signifikan pada fasilitas stadion, misalnya dari tribun penonton, lintasan atletik, lapangan sepakbola dan juga sistem drainase stadion tersebut.

Kelangsungan aktifitas di dalam stadion salah satunya bergantung pada sistem drainase yang ada. Apabila sistem drainase di dalam stadion tidak memadai, maka akan menyebabkan air hujan yang turun tidak dapat dialirkan dengan baik dan lancar, sehingga menyebabkan genangan air di beberapa titik. Ketinggian genangan air ini bisa sampai 2 cm khususnya di lapangan sepakbola dan akan menghambat kelancaran aktifitas di atas lapangan.

Sistem drainase yang saat ini digunakan di Stadion Wergu Wetan adalah drainase permukaan tanah (*surface drainage*), dimana prinsip dari sistem drainase ini adalah air hujan yang masuk ke dalam stadion disalurkan ke saluran yang berada di sisi lapangan kemudian dialirkan ke saluran pembuang. Namun kondisi lapangan saat ini yang kurang baik menyebabkan air hujan yang masuk tidak segera mengalir ke saluran sisi lapangan, sehingga kondisi tanah menjadi jenuh dan menyebabkan genangan di atas lapangan.

Salah satu upaya untuk mengatasi masalah drainase di lapangan Stadion Wergu Wetan yang sudah tidak memungkinkan lagi yaitu dengan merencanakan sistem drainase bawah permukaan tanah (*subsurface drainage*). Prinsip dari sistem drainase ini adalah air hujan yang berada di atas lapangan akan merembes ke dalam

tanah, kemudian dialirkan ke saluran sisi lapangan melalui pipa-pipa yang berada di bawah permukaan lapangan.

Sistem drainase bawah permukaan tanah (*subsurface drainage*) ini sangat diperlukan di lapangan Stadion Wergu Wetan, karena berfungsi untuk mengumpulkan dan mengalirkan air dari dalam stadion ke saluran pembuang secara efektif agar tidak terjadi genangan di lapangan sehingga kondisi tanah tidak jenuh air.

## 1.2 Perumusan Masalah

Berikut merupakan permasalahan yang akan dibahas dalam pengerjaan tugas akhir ini, antara lain:

1. Bagaimana kondisi drainase eksisting Stadion Wergu Wetan terkait genangan air di lapangan?
2. Bagaimana kebutuhan drainase bawah permukaan tanah (*subsurface drainage*) Stadion Wergu Wetan untuk mengurangi genangan air pada lapangan?
3. Berapakah kebutuhan dimensi saluran sisi lapangan (*surface drainage*) untuk dapat mengalirkan limpasan debit yang terjadi?
4. Berapakah kebutuhan dimensi kolam tampung untuk dapat menerima debit limpasan dari stadion dan memenuhi konsep “zero  $\Delta Q$ ” untuk pembuangannya?

## 1.3 Tujuan

Tujuan dari pengerjaan tugas akhir ini sebagai berikut:

1. Mengetahui kondisi drainase eksisting Stadion Wergu Wetan terkait genangan air di lapangan.
2. Mengetahui kebutuhan drainase bawah permukaan tanah (*subsurface drainage*) untuk permasalahan genangan air pada lapangan Stadion Wergu Wetan.
3. Mengetahui kebutuhan dimensi saluran sisi lapangan (*surface drainage*) sehingga dapat mengalirkan limpasan debit yang terjadi.

4. Mengetahui kebutuhan dimensi kolam tampung sehingga dapat menerima debit limpasan dari stadion dan memenuhi konsep “zero  $\Delta Q$ ” untuk pembuangannya.

#### **1.4 Batasan Masalah**

Adapun pembatasan masalah dalam pengerjaan tugas akhir ini meliputi:

1. Tidak menganalisis sedimen yang terjadi pada sistem drainase
2. Hanya menghitung air dari hujan bukan air dari limbah kamar mandi
3. Tidak membahas metode pelaksanaan dan besaran anggaran biaya yang dibutuhkan
4. Untuk perhitungan dilakukan analisis tanah, analisis hidrologi dan analisis hidrolika

#### **1.5 Manfaat**

Manfaat dari pengerjaan tugas akhir “Perencanaan Sistem Drainase Stadion Wergu Wetan Kabupaten Kudus” adalah:

1. Menjadikan Stadion Wergu Wetan bebas dari genangan air khususnya di lapangan sepakbola sehingga aktifitas di atas lapangan tidak terhambat lagi.
2. Memberikan gambaran perencanaan sistem drainase bawah permukaan tanah (*subsurface drainage*) di Stadion Wergu Wetan, yang nantinya akan mempermudah pihak berkaitan jika suatu saat dilakukan perbaikan sistem drainase pada stadion tersebut.

#### **1.6 Lokasi Studi**

Lokasi studi terletak di Stadion Wergu Wetan, Kecamatan Kota Kudus, dapat dilihat pada Gambar 1. yang berbatasan dengan:

Sebelah Timur : Permukiman dan Lahan Kosong

Sebelah Selatan: RTH (Ruang Terbuka Hijau)

Sebelah Barat : GOR (Gelanggang Olahraga) Wergu Wetan

Sebelah Utara : Jalan Gor





Gambar 1. *Site Plan* Kawasan Stadion Wergu Wetan Kabupaten Kudus

Sumber:

<https://www.google.co.id/maps/place/stadion+Wergu+wetan/>

## BAB II TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Umum

Air hujan yang jatuh di suatu daerah perlu dialirkan atau dibuang agar tidak terjadi genangan atau banjir. Caranya yaitu dengan pembuatan saluran yang dapat menampung air hujan yang mengalir di permukaan tanah. Saluran tersebut dapat berupa saluran permukaan (*surface*) dan saluran bawah permukaan (*subsurface*). Saluran-saluran yang menerima air hujan dari luasan kecil bersama-sama dengan saluran lainnya bergabung dalam saluran yang lebih besar, demikian seterusnya, dan selanjutnya dibuang ke pembuangan akhir (*outfall*). Pembuangan akhir ini dapat berupa saluran drainase dari sistem yang lebih besar.

### 2.2 Analisis Tanah

Aliran dari satu titik ke titik yang lain terjadi apabila ada perbedaan *head* atau tenaga potensial. Sifat dari media tanah yang mampu dilewati air diartikan sebagai kemampuan tanah dirembesi air (permeabilitas tanah). *Darcy (1856)* menunjukkan bahwa laju aliran air pada media tanah porus adalah berbanding lurus dengan kehilangan *head* dan berbanding terbalik dengan panjang lintasan aliran.

Secara matematik laju aliran pada air tanah adalah:

$$Q = K.i.A \dots\dots\dots (2.1)$$

Atau:

$$\frac{Q}{A} = V \dots\dots\dots (2.2)$$

$$= K.i \dots\dots\dots (2.3)$$

$$\frac{Q}{A} = K \frac{h_1 - h_2}{L} \dots\dots\dots (2.4)$$

Dimana:

Q = debit (*discharge per unit time*) ( $m^3/dt$ )

K = koefisien permeabilitas (*Coefficient of permeability*)

i = miring hidrolis (*hydraulic gradient*)

$$= \frac{\text{selisih head}}{\text{lintasan}} = \frac{h_1 - h_2}{L} \dots\dots\dots (2.5)$$

A = luas bidang masa tanah tegak lurus arah aliran.

Pada persamaan di bawah:

- A merupakan luas total penampang media aliran meliputi luas solid dan pori-pori
- V bukan kecepatan aliran sebenarnya dari rembesan air, dan jika  $V_s$  adalah kecepatan aliran sesungguhnya dan  $A_v$  luas penampang pori, maka:

$$V_s = \frac{Q}{A_v} \dots\dots\dots (2.6)$$

Dimana:

$$\frac{A_v}{A} = \frac{V_s}{v} = n, \text{ yang dikenal sebagai porositas } \dots\dots\dots (2.7)$$

Kemudian kalau dinamakan

$$Q = A \cdot V = A_v \cdot V_s \dots\dots\dots (2.8)$$

$$V_s = \frac{A}{A_v} \cdot V \dots\dots\dots (2.9)$$

$$V_s = \frac{1}{n} \cdot V \dots\dots\dots (2.10)$$

Dimana:

$$n = \frac{e}{1+e} \dots\dots\dots (2.11)$$

Jadi:

$$V_s = \frac{1+e}{e} \cdot V \dots\dots\dots (2.12)$$

e = angka pori (*void ratio*)

Berkean dengan hubungan:  $\frac{Q}{A} = V = K_i$ , maka koefisien permeabilitas dapat didefinisikan sebagai kecepatan aliran yang melewati keseluruhan penampang melintang tanah karena satu gradien hidrolis.

Jadi satuan koefisien permeabilitas adalah satuan kecepatan yang bisa dinyatakan dalam centimeter/detik atau meter/detik.

Pada pengembangan air tanah, sering dipakai koefisien *transmissibility* (T), yang didefinisikan sebagai koefisien lapangan yang nilainya sama dengan koefisien *permeability* dikalikan dengan ketebalan lapisan aliran.

Faktor-faktor yang mempengaruhi koefisien permeabilitas:

#### 1. Ukuran butir

Koefisien permeabilitas bisa ditentukan dari analisis ukuran butir, dimana dari banyak percobaan menghasilkan banyak rumus-rumus empiris yang tidak terlalu akurat, karena pada dasarnya permeabilitas masih tergantung dari beberapa variabel lainnya. Salah satu rumus temuan dari Allen Hazen yang bisa dipakai adalah:

$$K = 100.D_{10}^2 \dots \dots \dots (2.13)$$

K dalam cm/dt dan  $D_{10}$  adalah ukuran butir lebih dari 0,256 dalam cm.

#### 2. Sifat-sifat dari air pori

Permeabilitas berbanding langsung dengan kerapatan dan berbanding terbalik dengan kekentalan air tanah. Sedang kekentalan air tanah sangat dipengaruhi oleh perubahan temperatur.

#### 3. Susunan struktur partikel tanah lapisan tanah.

Permeabilitas dari tanah yang sama akan bervariasi untuk susunan dan bentuk butiran yang berbeda. Penambahan dari angka pori akan menyebabkan peningkatan dari permeabilitas. Dari banyak tes laboratorium menunjukkan ada hubungan:

$$K \propto \frac{e^3}{1+e} \dots \dots \dots (2.14)$$

#### 4. Tingkat kejenuhan dan campuran dalam air pori.

Hukum Darcy bisa digunakan dalam kondisi jenuh, udara yang terperangkap pada pori-pori tanah dan zat asing yang ada dapat mengurangi permeabilitas.

Beberapa sifat tanah yang perlu diketahui dan berkaitan dengan masalah drainase adalah:

1. Angka pori (*void ratio*,  $e$ )

$$e = \frac{V_v}{V_s} \dots \dots \dots (2.15)$$

2. Porositas (*porosity*,  $n_e$ )

$$n_e = \frac{V_v}{V_s} \dots \dots \dots (2.16)$$

3. Hubungan antara  $e$  dan  $n_e$

$$e = \frac{n}{1-n} \dots \dots \dots (2.17)$$

$$n_e = \frac{e}{1+e} \dots \dots \dots (2.18)$$

Dimana:

$V_v$  = Volume pori

$V_s$  = Volume butir

$V$  = Volume tanah

Penentuan harga angka pori dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut ini:

Tabel 2.1 Harga Angka Pori ( $e$ )

Tipe Tanah	Angka Pori
Pasir lepas dengan butiran seragam ( <i>loose uniform sand</i> )	0,8
Pasir Padat dengan butiran seragam ( <i>dense uniform sand</i> )	0,45
Pasir berlanau yang lepas dengan butiran bersudut ( <i>loose angular-grained silty sand</i> )	0,65
Lempung kaku ( <i>stiff clay</i> )	0,6
Lempung lembek ( <i>soft clay</i> )	0,9-1,4
Tanah ( <i>loess</i> )	0,9
Lempung organik lembek ( <i>soft organic clay</i> )	2,5-3,2
Glacial till	0,3

Sumber: Braja M. Das, 1985

4. Koefisien rembesan (koefisien permeabilitas, hidrolik konduktivitas,  $k$ ), didefinisikan sebagai kecepatan aliran melalui

material permeabel dengan suatu kemiringan hidrolik sama dengan 1.

Angka ini diperoleh dari percobaan Darcy, yaitu tentang gerakan aliran bawah tanah:

$$Q = K_i A \dots\dots\dots (2.19)$$

Atau

$$K = \frac{Q}{i.A} \dots\dots\dots (2.20)$$

Untuk per satuan lebar:

$$q = \frac{Q}{i.D} \dots\dots\dots (2.21)$$

Dimana:

A = luas penampang = B x D

untuk per satuan lebar, A = 1 x D

D = tebal lapisan tanah

Harga k tergantung pada geometri butiran, kejenuhan tanah, temperatur dan adanya retakan-retakan tanah. Temperatur mempengaruhi harga k karena menyebabkan viskositas air berkurang, sehingga meningkatkan harga k. Untuk lapisan tanah yang dalam, pengaruh temperatur diabaikan. Berikut perkiraan harga k yang tercantum dalam Tabel 2.2.

Tabel 2.2 Perkiraan Harga k

Jenis tanah	Harga k (mm/jam)
<i>Coarse gravely sand</i>	10 – 50
<i>Medium sand</i>	1 – 5
<i>Sandy loam / fine sand</i>	1 – 3
<i>Loam / clay loam / clay well structured</i>	0.5 – 2
<i>Very fine sandy loam</i>	0.2 – 0.5
<i>Clay loam / clay, poorly structured</i>	0.02 – 0.2
<i>No biopores</i>	< 0.002

Sumber: Sofia F. Dan Sofyan R, 2006

### 5. Transmisivitas (*transmissivity*, T)

Didefinisikan sebagai kemampuan untuk mengalirkan air atau meneruskan air per satuan lebar dari keseluruhan ketebalan akuifer.

$$q = k.i.D \dots\dots\dots (2.22)$$

Dimana:

Harga k. D = transmisivitas =  $q/i$

k = koefisien rembesan (m/hari)

D = ketebalan lapisan (m)

### 6. Infiltrasi dan Perkolasi

Laju maksimum air yang dapat berinfiltrasi ke dalam tanah kering berkurang, mulai dari harga tertinggi sampai harga terendah dan selanjutnya mencapai harga konstan  $\pm 1$  sampai 3 jam dari saat awal.

Harga yang mendekati harga konstan memberikan gambaran mengenai geometri pori dalam *top soil* yang bervariasi dengan tekstur tanah dan sangat dipengaruhi oleh struktur tanah.

Laju infiltrasi untuk beberapa jenis tanah dapat dilihat pada Tabel 2.3 berikut ini:

Tabel 2.3 Laju Infiltrasi

Jenis tanah	Total infiltrasi setelah 3 jam (mm)	Laju infiltrasi setelah 3 jam (mm/jam)
<i>Coarse textured soil</i>	150 – 300	50 – 100
<i>Medium textured soil</i>	30 – 100	10 – 50
<i>Fine textured soil</i>	30 – 70	1 - 10

Sumber: Sofia F. Dan Sofyan R, 2006

Tanah retak lebih banyak menyerap air (100-200 mm), tetapi retakan dapat tertutup apabila terjadi runtuhnya tanah. Pada laju infiltrasi akhir, kondisi sama dengan k pada keadaan jenuh.

## 2.3 Analisis Hidrologi

### 2.3.1 Analisis Curah Hujan Rata-Rata

Dalam rencana pengerjaan tugas akhir ini, data curah hujan yang digunakan berdasarkan data dari stasiun hujan yang berpengaruh pada lokasi perencanaan. Adapun data curah hujan yang diperoleh adalah data curah hujan selama 10 tahun terakhir.

Ada dua metode perhitungan yang dipakai dalam analisis curah hujan rata-rata yaitu:

1. Metode Aritmetik
2. Metode Poligon Thiessen.

Pada pengerjaan tugas akhir ini analisis curah hujan rata-rata menggunakan metode aritmetik.

Metode Aritmetik didasar pada asumsi bahwa semua penakar hujan mempunyai pengaruh yang setara. Metode ini cocok untuk kawasan dengan topografi rata/datar, stasiun hujan tersebar merata, dan harga individual curah hujan tidak terlalu jauh dari harga rata-ratanya. Hujan kawasan dapat diperoleh dari persamaan:

$$R = \frac{R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n}{n} \dots\dots\dots (2.23)$$

Dimana:

$R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n$  = curah hujan yang tercatat di stasiun hujan  
 $n$  = banyaknya data

### 2.3.2 Analisis Frekuensi

Tujuan analisis frekuensi adalah berkaitan dengan besarnya peristiwa ekstrim seperti hujan lebat, banjir, yang berkaitan dengan frekuensi terjadinya melalui penerapan distribusi kemungkinan. Dalam analisis frekuensi, hasil yang diperoleh bergantung pada kualitas dan panjang data. Makin pendek data yang tersedia, maka akan besar penyimpangan yang terjadi. Dalam ilmu statistik, dikenal beberapa macam distribusi frekuensi, akan tetapi dalam bidang hidrologi ada empat jenis distribusi yang banyak digunakan, yaitu:



1. Distribusi Normal
2. Distribusi Log Normal
3. Distribusi Log Pearson III
4. Distribusi Gumbel

Dalam tugas akhir ini menggunakan Distribusi Gumbel yang akan dibandingkan dengan Distribusi Log Pearson III.

### 2.3.2.1 Distribusi Gumbel

Tahap penggunaan data Distribusi Gumbel adalah sebagai berikut:

- 1) Menyusun data-data curah hujan dari yang terbesar ke terkecil
- 2) Menghitung harga rata-rata curah hujan

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \dots\dots\dots (2.24)$$

- 3) Menghitung kuadrat dari selisih curah hujan dengan curah hujan rata-rata

$$(x - \bar{x})^2 \dots\dots\dots (2.25)$$

- 4) Menghitung harga standart deviasi data hujan

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.26)$$

- 5) Menghitung nilai dari standart deviasi *reduced variated*

$$S_n = \sqrt{\frac{(y - \bar{y})^2}{n}} \dots\dots\dots (2.27)$$

- 6) Menghitung harga  $Y_T$

$$Y_T = -\ln \left( \ln \frac{T}{T-1} \right) \dots\dots\dots (2.28)$$

- 7) Menghitung harga K

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n} \dots\dots\dots (2.29)$$

- 8) Menghitung hujan rencana

$$X_T = \bar{x} + \sigma.K \dots\dots\dots (2.30)$$

### 2.3.2.2 Distribusi Log Pearson III

Sedangkan penggunaan data Distribusi Log Pearson III adalah sebagai berikut:

- 1) Menyusun data-data curah hujan dari nilai terbesar hingga terkecil
- 2) Merubah sejumlah  $n$  data curah hujan ( $R_1, R_2, R_3, \dots, R_n$ ) ke dalam bentuk logaritma, sehingga menjadi  $\log R_1, \log R_2, \log R_3, \dots, \log R_n$ . Kemudian dinyatakan sebagai:

$$x_i = \log R_i \dots\dots\dots (2.31)$$

- 3) Menghitung besarnya harga rata-rata besaran logaritma tersebut dengan persamaan:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \dots\dots\dots (2.32)$$

- 4) Menghitung besarnya harga deviasi rata-rata dari besaran log tersebut dengan persamaan:

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.33)$$

- 5) Menghitung harga *skew coefficient* (koefisien asimetri) dari besaran logaritma di atas dengan persamaan:

$$C_s = \frac{\frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{S_d^3} \dots\dots\dots (2.34)$$

- 6) Berdasarkan harga *skew coefficient* yang diperoleh dan harga periode ulang ( $T$ ) yang ditentukan, selanjutnya dapat dihitung harga dari  $K_x$  dengan menggunakan tabel.

- 7) Menghitung besarnya harga logaritma dari masing-masing data curah hujan untuk suatu periode ulang tertentu dengan persamaan:

$$x_T = \bar{x} + K_x \cdot S_d \dots\dots\dots (2.35)$$

- 8) Perkiraan harga hujan harian maksimum

$$R_T = \text{antilog } x_T \text{ (mm/24 jam)} \dots\dots\dots (2.36)$$

### 2.3.3 Uji Kecocokan

Untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi dari contoh data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan data menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter diantaranya adalah:

1. Chi-Kuadrat (*Chi-Square*)
2. Smirnov-Kolmogorov

#### 2.3.3.1 Uji Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang (metode yang digunakan untuk mencari hujan rencana) dapat mewakili dari distribusi sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter  $\chi^2$ , oleh karena itu disebut uji Chi-Kuadrat. Parameter  $\chi^2$  dapat dihitung dengan rumus (Soewarno, 1995):

$$\chi_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2.37)$$

Dimana:

$\chi_h^2$  = Parameter Chi Kuadrat terhitung

$\sum$  = jumlah sub kelompok

$O_i$  = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i

$E_i$  = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i

Parameter  $\chi_h^2$  merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai  $\chi_h^2$  sama atau lebih besar dari pada nilai Chi-Kuadrat yang sebenarnya ( $\chi^2$ ) dapat dilihat pada tabel 2.4. di bawah.

Prosedur Uji Chi-Kuarat adalah:

- 1) Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya);
- 2) Kelompokkan data menjadi G sub grup, tiap-tiap sub grup minimal 4 data pengamatan;
- 3) Jumlahkan data pengamatan sebesar  $O_i$  tiap-tiap sub grup;
- 4) Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$ ;

5) Tiap-tiap sub grup dihitung nilai

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

6) Jumlah seluruh G sub grup nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai Chi-Kuadrat hitung;

7) Tentukan derajat kebebasan  $dk = G - R - 1$  (nilai  $R=2$ , untuk distribusi normal dan binomial, nilai  $R=1$ , untuk distribusi poisson)

Interpretasi hasilnya adalah:

- Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- Apabila peluang lebih kecil dari 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
- Apabila peluang berada diantara 1-5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu tambah data.

Tabel 2.4 Nilai Kritis Dsistribusi *Chi-Kuadrat*

dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,00982	0,00393	3,84	5,024	6,635	7,878
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,997
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	1,635	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,167	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,753	2,088	2,700	2,733	16,919	19,023	21,666	23,548
10	2,156	2,558	3,247	3,325	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	3,940	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	4,575	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,226	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	5,892	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	6,571	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,261	26,296	30,191	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	7,962	27,587	31,526	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,23	8,672	28,869	32,852	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	9,390	30,144	34,170	36,791	38,585
20	7,434	8,260	9,591	10,117	31,410	35,479	38,932	40,289
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	36,781	40,289	41,638
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	38,364	41,638	43,197
23	9,260	10,196	11,689	13,091	35,172	40,646	43,197	44,781

dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	41,923	42,980	41,401
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	41,923	44,314	42,796
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	44,181
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	45,558
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber: Soewarno, 1995

### 2.3.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametik (*non-parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu (Soewarno, 1995).

Prosedurnya adalah sebagai berikut:

- 1) Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut;

$$X_1 \quad P(X_1)$$

$$X_2 \quad P(X_2)$$

$$X_m \quad P(X_m)$$

$$X_n \quad P(X_n)$$

- 2) Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya);

$$X_1 \quad P'(X_1)$$

$$X_2 \quad P'(X_2)$$

$$X_m \quad P'(X_m)$$

$$X_n \quad P'(X_n)$$

- 3) Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.
- 4) Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov-Kolmogorov *test*) tentukan harga  $D_0$  (lihat tabel 2.5)

Interpretasi hasilnya adalah:

- Apabila  $D < D_0$  maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima

- Apabila  $D > D_o$  maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima

Tabel 2.5 Nilai Kritis  $D_o$  Untuk Uji Smirnov-Kolmogorov

No.	N	$\alpha$			
		0,20	0,10	0,05	0,01
1	5	0,45	0,51	0,56	0,67
2	10	0,32	0,37	0,41	0,49
3	15	0,27	0,30	0,34	0,40
4	20	0,23	0,26	0,29	0,36
5	25	0,21	0,24	0,27	0,32
6	30	0,19	0,22	0,24	0,29
7	35	0,18	0,20	0,23	0,27
8	40	0,17	0,19	0,21	0,25
9	45	0,16	0,18	0,20	0,24
10	50	0,15	0,17	0,19	0,23
	N>50	$\frac{1,07}{\sqrt{N^{0,5}}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{N^{0,5}}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{N^{0,5}}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{N^{0,5}}}$

Sumber: Soewarno, 1995

## 2.3.4 Debit Banjir Rencana

### 2.3.4.1 Umum

Debit banjir rencana adalah debit terbesar yang kemungkinan akan terjadi pada periode ulang yang direncanakan. Besarnya debit banjir yang mungkin terjadi pada periode tertentu dapat direncanakan dengan menghitung tinggi hujan rencana dengan periode ulang tertentu. Besarnya debit banjir rencana tergantung dari tinggi hujan rencana dengan periode ulang yang direncanakan, sehingga debit banjir rencana dengan hujan rencana mempunyai periode ulang yang sama.

### 2.3.4.2 Koefisien Pengaliran (C)

Air hujan yang jatuh ke permukaan bumi mengalami kehilangan air akibat intersepsi oleh daun tumbuh-tumbuhan, infiltrasi pada tanah, dan retensi pada depresi permukaan.

Pada prakteknya kehilangan air dihitung secara total dengan kata lain koefisien C mencakup semua cara kehilangan air. Diasumsikan koefisien C tidak bervariasi dengan durasi hujan.

Koefisien C untuk suatu wilayah permukiman dimana jenis permukaannya lebih dari satu macam, diambil harga rata-ratanya dengan rumus seperti di bawah ini:

$$C_{\text{rata-rata}} = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i} \dots\dots\dots (2.38)$$

Dimana:

$C_i$  = koefisien pengaliran untuk bagian daerah yang ditinjau dengan satu jenis permukaan, dapat dilihat pada Tabel 2.6

$A_i$  = luas bagian daerah

Tabel 2.6 Koefisien Pengaliran C

<b>Komponen lahan</b>	<b>Koefisien C (%)</b>
Jalan : - aspal	70 – 95
- Beton	80 – 95
- bata/paving	70 – 85
Atap	75 – 95
Lahan berumput:	
- tanah berpasir, - landai (2%)	5 – 10
- curam (7%)	15 – 20
- tanah berat, - landau (2%)	13 – 17
- curam (7%)	25 – 35
Untuk Amerika Utara, harga secara keseluruhan :	
	<i>Koefisien pengaliran total</i>
<i>Lahan</i>	C (%)
Daerah perdagangan - penting, padat	70 – 95
- kurang padat	50 – 70
Area permukiman:	
- perumahan tunggal	30 – 50
- perumahan kopel berjauhan	40 – 60
- perumahan kopel berdekatan	60 – 75
- perumahan pinggir kota	25 – 40
- apartemen	50 – 70

Komponen lahan	Koefisien C (%)
Area industri:	
- ringan	50 – 80
- berat	60 – 90
Taman dan makam	10 – 25
Taman bermain	20 – 35
Lahan kosong/terlantar	10 – 30

Sumber: Modul Ajar 3 Kuliah Drainase

### 2.3.4.3 Waktu Konsentrasi ( $t_c$ )

Waktu konsentrasi ( $t_c$ ) didefinisikan sebagai waktu yang diperlukan oleh titik air untuk mengalir dari tempat hidrolis terjauh di daerah alirannya ke suatu titik yang ditinjau (*inlet*), dengan pengertian pada saat itu seluruh aliran memberikan kontribusi aliran di titik tersebut.

Dalam penyelesaian tugas akhir ini waktu konsentrasi dihitung dengan rumus di bawah ini:

$$t_c = t_o + t_f \dots \dots \dots (2.39)$$

Dimana:

- $t_o$  = waktu yang dibutuhkan untuk mengalir di permukaan untuk mencapai *inlet* (*overland flow time, inlet time*)
- $t_f$  = waktu yang diperlukan untuk mengalir di sepanjang saluran

#### 1. Perhitungan $t_o$

- Beberapa faktor yang mempengaruhi besarnya  $t_o$  :
  - intensitas hujan
  - jarak aliran
  - kemiringan medan
  - kapasitas infiltrasi
  - adanya cerukan di atas permukaan tanah (*depression storage*)



b. Perumusan yang umum untuk menghitung  $t_o$ 

- Rumus Kerby (1959)

$$t_o = 1,44. \left[ n_d \times \frac{1}{\sqrt{s}} \right]^{0,467} \dots\dots\dots (2.40)$$

Dimana:

$l$  = jarak titik terjauh ke *inlet* (m)

$n_d$  = koefisien setara koefisien kekasaran (dapat dilihat di Tabel 2.7)

$s$  = kemiringan medan

Tabel 2.7 Harga koefisien hambatan,  $n_d$

Jenis Permukaan	$n_d$
Permukaan impervious dan licin	0.02
Tanah padat terbuka dan licin	0.10
Permukaan sedikit berumpur, tanah dengan tanaman berjajar, tanah terbuka kekasaran sedang	0.20
Padang rumput	0.40
Lahan dengan pohon-pohon musim gugur	0.60
Lahan dengan pohon-pohon berdaun, hutan lebat, lahan berumput tebal	0.80

Sumber: Sofia F. Dan Sofyan R, 2006

Untuk keperluan perhitungan drainase permukaan, harga  $n_d$  untuk penutup permukaan yang tidak tercantum pada tabel di atas, dianalogikan dengan harga-harga pada tabel tersebut.

2. Perhitungan  $t_f$ :

$$t_f = \frac{L_{\text{saluran}}}{V_{\text{saluran}}} \dots\dots\dots (2.41)$$

Dimana:

$t_f$  = waktu konsentrasi di saluran (menit)

$L_{\text{saluran}}$  = panjang saluran (m)

$V_{\text{saluran}}$  = kecepatan aliran di saluran (m/dt)

#### 2.3.4.4 Intensitas Hujan (I)

Dalam tugas akhir ini rumus yang digunakan adalah rumus Mononobe, dimana menggunakan data hujan harian. Satuan waktu (t) dalam jam dan mm/jam untuk intensitas (I) hujan. Besarnya intensitas curah hujan berbeda-beda, yang disebabkan oleh lamanya curah hujan atau frekuensi kejadiannya.

Waktu (t) yaitu lamanya hujan, diambil sama dengan waktu konsentrasi ( $t_c$ ) dari daerah aliran (*the watershed time of concentration*), dengan pengertian pada saat itu seluruh daerah aliran memberikan kontribusi aliran di titik tersebut. Dengan demikian curah hujan rencana adalah hujan yang mempunyai durasi sama dengan waktu konsentrasi. Berikut adalah rumus Mononobe:

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left( \frac{24}{t_c} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (2.42)$$

Dimana:

- I = intensitas curah hujan (mm/jam)
- $R_{24}$  = curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)
- $t_c$  = waktu konsentrasi (jam)

#### 2.3.4.5 Perhitungan Debit Saluran (Q)

Dengan dasar pemikiran bahwa apabila air hujan jatuh dengan jumlah per satuan waktu yang tetap pada suatu permukaan kedap air, maka laju limpasan dari permukaan tanah akan sama dengan laju curah hujan. Untuk menghitung debit banjir di kawasan stadion dengan luas kurang dari 150 ha maka dipakai Metode Rasional, yaitu:

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A \dots\dots\dots (2.43)$$

Dimana:

- Q = debit banjir ( $m^3/detik$ )
- C = koefisien pengaliran
- I = intensitas hujan untuk periode ulang tertentu (mm/jam)
- A = area yang akan diputuskan ( $km^2$ )

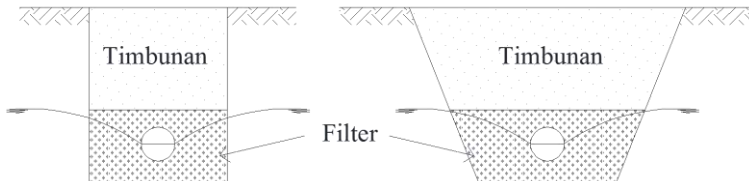
## 2.4 Analisis Hidrolika

### 2.4.1 *Subsurface Drainage*

Dalam kepentingan lapangan terbuka membutuhkan penanganan masalah genangan secara cepat. *Subsurface drainage* dibuat dengan tujuan untuk mengurangi dan menghilangkan kondisi jenuh air pada tanah, sedemikian rupa sehingga tidak menimbulkan kerusakan dan kerugian karenanya. Akibat yang ditimbulkan oleh adanya genangan air pada lapangan olahraga adalah terganggunya aktivitas olahraga dan rusaknya rumput di lapangan. Lapangan sepakbola didesain berbentuk datar sehingga air hujan tidak dapat mengalir ke tepi stadion. Oleh karena itu kemungkinan terjadinya genangan air di lapangan sangat besar.

*Subsurface drainage* biasanya menggunakan:

1. Pipa dari tembikar atau gerabah yang dibuat berlubang-lubang dengan sambungan yang tidak kedap air.
2. Pipa PVC berkerut-kerut yang dibuat lubang-lubang kecil di sekelilingnya atau dibuat celah-celah panjang. Diameter pipa berkisar 0.10 – 0.30 meter dan ditempatkan dalam alur atau parit yang digali dalam tanah sekitar 100-120 cm dari permukaan tanah. Suatu penampang melintang *subdrain* ditunjukkan oleh Gambar 2.1 dibawah ini.



Gambar 2.1 Sket Galian Pipa Drain

Alur galian bisa dibuat dengan penampang persegi empat atau dengan penampang trapesium. Pipa yang berlubang-lubang atau dengan celah-celah pada satu bagian sisinya ditempatkan pada posisi permukaan air tanah yang ingin diturunkan. Pipa ditempatkan dan ditutup dengan lapisan filter bergradasi paling

sedikit 30 cm di sisi atas pipa, kemudian baru ditimbun dengan menggunakan lapisan filter yang agak lebih halus diameter butirnya. Terakhir bagian atas ditutup dengan tanah bekas galian sampai rata dengan bagian atas permukaan tanah. Filter bergradasi terdiri dari campuran pasir dan kerikil dengan gradasi terbuka dengan formasi makin dekat dengan pipa yang gradasinya makin kasar.

Pada lapangan yang menggunakan sistem *subsurface drainage*, maka perlu dilakukan perbaikan tanah agar sistem *subsurface* dapat bekerja dengan baik. Untuk merencanakan sistem drainase tersebut, maka diperlukan data-data sebagai berikut:

1. Koefisien permeability
2. Letak lapisan kedap air
3. Kebutuhan drainase meliputi luas daerah yang akan di drain, serta tingkat laju infiltrasi yang perlu diatasi

#### 2.4.1.1 Jarak Pipa Drain

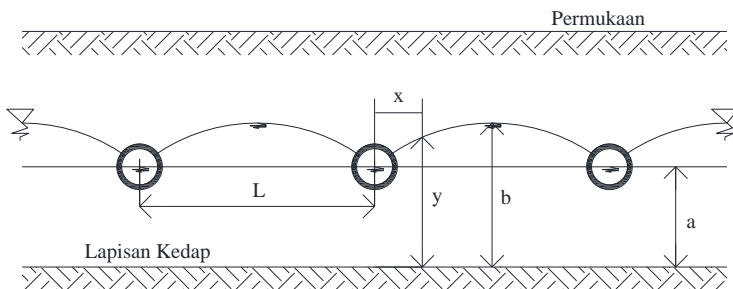
Pandang suatu sistem drainase dimana jarak antara pipa ( $L$ ), di atas *impervious layer* setinggi  $a$ , dan  $b$  adalah ketinggian maksimum *water table* di atas *impervious layer*.

Hukum Darcy:

$$Q_y = K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} \dots \dots \dots (2.44)$$

Dimana:

$Q_y$  = debit yang melewati penampang  $y$ . per unit panjang.



Gambar 2.2 Sket Definisi Penentuan Jarak Pipa Drain

Jika laju aliran masuk melalui permukaan tanah persatuan luas dinyatakan dengan  $v$  yang artinya sama dengan laju infiltrasi, maka untuk menentukan jarak antar pipa drain ( $L$ ), digunakan rumus *Dupuit*:

$$L = 2 \sqrt{\frac{K}{v} (b^2 - a^2)} \dots\dots\dots (2.45)$$

Dimana:

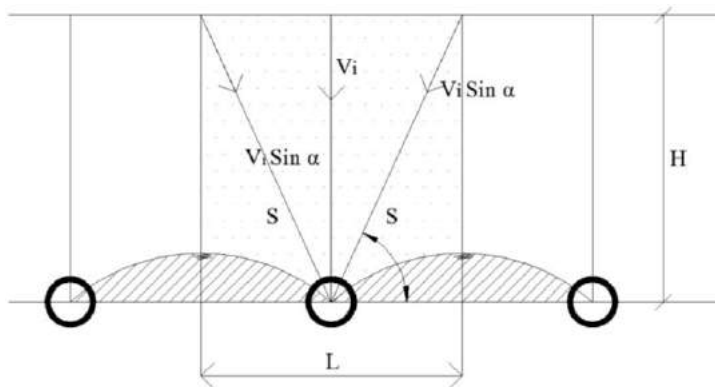
$K$  = koefisien *permeability* (cm/jam)

$v$  = laju infiltrasi tanah (cm/jam)

$a$  = jarak lapisan kedap (*impervious layer*) ke pipa

$b$  = jarak lapisan kedap ke muka air tanah (m)

#### 2.4.1.2 Kapasitas Pipa Drain



Gambar 2.3 Sket Definisi Penentuan Kapasitas Pipa

a. Daya resap tanah (*infiltration rate*):

$$q_1 = n \cdot V_i \dots\dots\dots (2.46)$$

Dimana:

$q_1$  = laju infiltrasi (mm/hari) → untuk luasan  $1 \times 1 \text{ m}^2$

Laju infiltrasi diestimasi sebesar 40% - 60% dari intensitas hujan rencana (*Cedergren, Harry R., Drainage of Highway*

*and Airfield Pavements, John Wiley & Sons, New York, 1974)*

$V_i$  = kecepatan resap (mm/hari)

$n$  = porositas

b. Kemampuan sistem drain

$$\left. \begin{aligned} \tan \alpha &= \frac{H}{0.5L} \\ S &= \frac{H}{\sin \alpha} \\ t &= \frac{S}{V_i \sin \alpha} \end{aligned} \right\} t = \frac{H}{V_i \sin^2 \alpha} \dots\dots\dots (2.47)$$

$$q_1 = \frac{4}{5} n V_i \sin^2 \alpha \dots\dots\dots (2.48)$$

Debit aliran pada ujung hilir pipa dapat ditentukan:

$$Q = q.L.P \dots\dots\dots (2.49)$$

Dimana:

$Q$  = debit pada ujung pipa (l/dt)

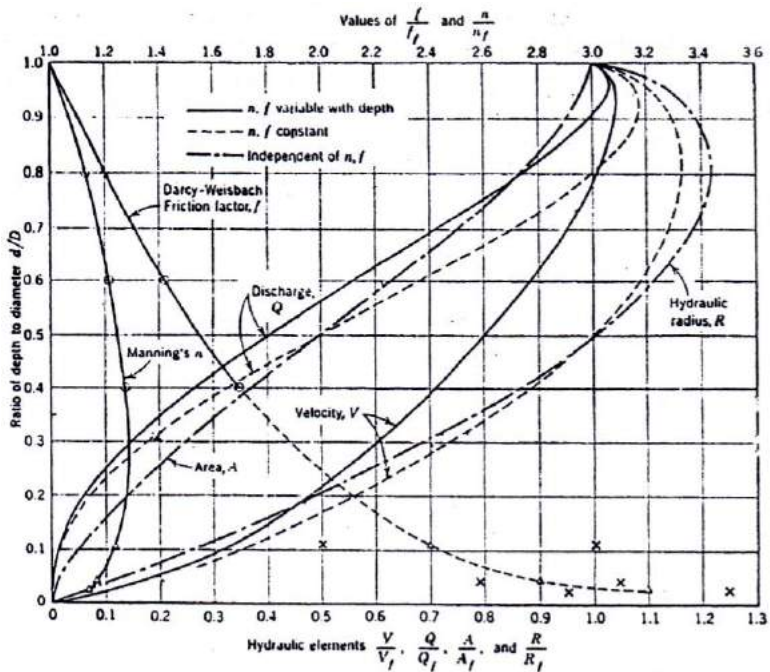
$q$  = kemampuan sistem drain (l/dt/ha)

$L$  = jarak antara dua pipa drain (m)

$P$  = panjang pipa (m)

### 2.4.1.3 Diameter Pipa Drain

Perhitungan diameter pipa dapat dilakukan dengan menggunakan grafik pada Gambar 2.4 berikut, dimana notasi dengan subskrip “f” menunjukkan kondisi aliran penuh, sedangkan tanpa subskrip menunjukkan kondisi yang ada. Grafik tersebut dapat dipakai untuk menghitung parameter hidrolis untuk harga koefisien Manning ( $n$ ) yang tidak tergantung pada kedalaman aliran.



Gambar 2.4 Elemen Hidrolik Saluran Penampang Lingkaran/pipa  
Sumber: Modul Kuliah *Subsurface Drainase*

Dapat dilihat dari Gambar 2.7. untuk harga  $d/D \geq 0,5$  untuk asumsi koefisien kekasaran tetap ( $n/n_f = 1$ ), kecepatan aliran  $\geq 1$ , atau dengan kata lain pada aliran yang terisi sama atau lebih setengah penuh menghasilkan kecepatan aliran di pipa  $\geq$  kecepatan aliran pada pipa yang terisi penuh. Kondisi ini baik untuk pipa drainase yang dipakai untuk air limbah, karena mengurangi kemungkinan pengendapan sedimen di saluran.

## 2.4.2 Surface Drainage

### 2.4.2.1 Kapasitas Saluran

Kapasitas saluran didefinisikan sebagai debit maksimum yang mampu dilewatkan oleh setiap penampang sepanjang saluran.

Kapasitas saluran ini digunakan sebagai acuan untuk menyatakan apakah debit yang direncanakan tersebut mampu untuk dialirkan oleh saluran pada kondisi *existing* tanpa terjadi peluapan air. (Anggrahini, 1996)

Kapasitas saluran dihitung berdasarkan rumus:

$$Q = V.A$$

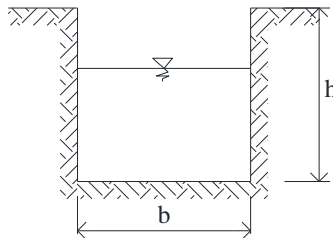
$$= \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot s^{1/2} \cdot A \dots\dots\dots (2.50)$$

Dimana:

- Q = debit saluran ( $m^3/dt$ )  
V = kecepatan ( $m^2/dt$ )  
n = koefisien kekasaran Manning  
R = jari-jari hidrolis saluran (m)  
s = kemiringan saluran  
A = luas penampang saluran ( $m^2$ )

Pada tugas akhir ini akan digunakan saluran drainase berbentuk persegi dan lingkaran. Rumus-rumus dari penampang saluran tersebut adalah sebagai berikut:

a. Penampang persegi:



Gambar 2.5 Penampang Persegi

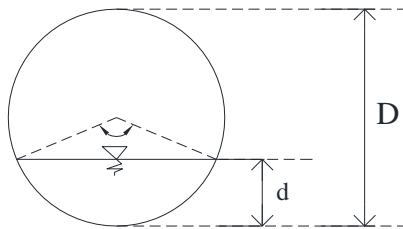
$$A = (b+h) \dots\dots\dots (2.51)$$

$$P = b+2.h \dots\dots\dots (2.52)$$

$$R = \frac{A}{P} \dots\dots\dots (2.53)$$



## b. Penampang lingkaran



Gambar 2.6 Penampang Lingkaran

$$A = \frac{D^2}{4} \left[ \frac{\pi\theta}{360} - \frac{\sin\theta}{2} \right] \dots\dots\dots (2.54)$$

$$P = \pi D \frac{\theta}{360} \dots\dots\dots (2.55)$$

$$R = \frac{D}{4} \left[ 1 - \frac{360 \sin\theta}{2\pi\theta} \right] \dots\dots\dots (2.56)$$

Dimana:

D = diameter penampang saluran (m)

 $\theta$  = untuk sudut pusat,

$$\theta \rightarrow \cos \frac{1}{2} \theta = 1 - \frac{2d}{D} \dots\dots\dots (2.57)$$

A = luas penampang (m<sup>2</sup>)

P = keliling basah saluran (m)

R = jari-jari hidrolis (m)

**2.4.2.2 Tinggi Jagaan**

Tinggi jagaan suatu saluran adalah jarak vertikal dari puncak saluran sampai ke permukaan air pada kondisi perencanaan. Dapat dilihat pada Tabel. 2.8 berikut:

Tabel. 2.8 Tinggi Jagaan Minimum

Q (m <sup>3</sup> /dt)	Untuk Pasangan (m)	Untuk Saluran Tanah (m)
<0.50	0.20	0.40
0.5 – 1.50	0.20	0.50

<b>Q</b> <b>(<math>m^3/dt</math>)</b>	<b>Untuk Pasangan</b> <b>(<math>m</math>)</b>	<b>Untuk Saluran Tanah</b> <b>(<math>m</math>)</b>
1.5 – 5.00	0.25	0.60
5.00 – 10.00	0.30	0.75
10.00 – 15.00	0.40	0.85
>15.00	0.50	1.00

Sumber: Anggrahini, 1996

### 2.4.2.3 Koefisien Kekasaran

Koefisien kekasaran ditentukan oleh bahan/material saluran, jenis sambungan, material padat yang terangkut, dan yang terendap dalam saluran, akar tumbuhan, alinyemen, lapisan penutup (pipa), umur saluran, dan aliran lateral yang mengganggu aliran.

Koefisien kekasaran pada kenyataannya bervariasi dengan kedalaman. Untuk saluran yang terlalu besar kedalamannya, umumnya diasumsikan harga koefisien kekasarannya tetap. Harga koefisien kekasaran dapat dilihat pada Tabel 2.9 berikut:

Tabel 2.9 Koefisien Kekasaran Saluran

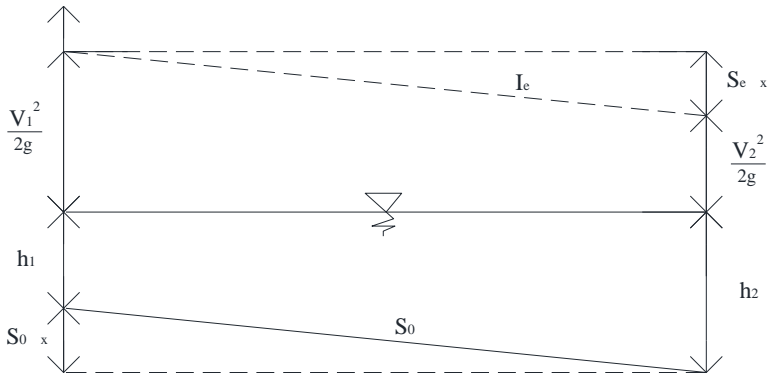
<b>Material Saluran</b>	<b>Manning (n)</b>
<b>Saluran tanpa pasangan</b>	
Tanah	0.020-0.025
Pasir dan kerikil	0.025-0.040
Dasar saluran batuan	0.025-0.035
<b>Saluran dengan pasangan</b>	0.015-0.017
Semen mortar	0.011-0.015
Beton	0.011-0.015
Pasangan batu adukan basah	0.022-0.026
Pasangan batu adukan kering	0.018-0.022
<b>Saluran pipa</b>	
Pipa beton sentrifugal	0.011-0.015
Pipa beton	0.011-0.015
Pipa beton bergelombang	0.011-0.015
Liner plates	0.013-0.017
<b>Saluran terbuka</b>	
<b>Saluran dengan plengsengan</b>	

<b>Material Saluran</b>	<b>Manning (n)</b>
a. Aspal	0.013-0.017
b. Pasangan bata	0.012-0.018
c. Beton	0.011-0.020
d. Riprap	0.020-0.035
e. Tumbuhan	0.030-0.040
<b>Saluran galian</b>	
<i>Earth, straight and uniform</i>	0.020-0.030
Tanah, lurus dan seragam	0.025-0.040
Tanah cadas	0.030-0.045
<b>Saluran tak terpelihara</b>	0.050-0.14
Saluran alam(sungai kecil, lebar atas saat banjir < 3m)	
Penampang agak teratur	0.030-0.070
Penampang tak teratur dengan palung sungai	0.040-0.100

Sumber: Anggrahini, 1996

### 2.4.3 Profil Muka Air

Dalam alinyemennya, terkadang pada saluran terdapat perubahan pada alur atau gangguan pada aliran. Perubahan pada alur saluran misalnya perubahan kemiringan dasar, perubahan elevasi dasar (pada terjunan), atau perubahan penampang saluran. Gangguan pada aliran antara lain oleh adanya pintu air, pelimpah atau perubahan muka air di hilirnya. Akibat perubahan dan gangguan tersebut profil muka air berubah. Hal ini perlu diperhitungkan agar saluran tetap dapat mengalirkan air buangan dan tidak terjadi peluapan, serta sebagai dasar untuk menentukan bangunan pelengkap atau pertolongan. Metode yang dipakai untuk menggambarkan profil muka air adalah Metode Tahapan Langsung. Dapat dilihat pada Gambar 2.8 berikut ini



Gambar 2.7 Sket Definisi Untuk Perhitungan Aliran tidak Seragam, Metode Tahapan Langsung

Cara tahapan langsung yang diuraikan di sini merupakan tahapan langsung yang sederhana untuk diterapkan pada aliran di dalam saluran prismatis. Ciri dari perhitungan profil aliran dengan cara tahapan langsung adalah pembagian panjang saluran menjadi penggal-penggal pendek, dan perhitungan yang dilakukan tahap demi tahap dari suatu ujung atau akhir dari suatu penggal ke penggal yang lain.

Persamaan energi dari penampang 1 ke penampang 2 dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$i_b \Delta x + h_1 + \frac{\alpha_1 \bar{u}_1^2}{2g} = h_2 + \frac{\alpha_2 \bar{u}_2^2}{2g} + i_f \Delta x \dots \dots \dots (2.58)$$

Tinggi energi spesifik pada penampang 1 dan penampang 2 adalah:

$$E_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 \bar{u}_1^2}{2g} \dots \dots \dots (2.59)$$

$$E_2 = h_2 + \frac{\alpha_2 \bar{u}_2^2}{2g} \dots \dots \dots (2.60)$$

Dengan memasukkan dua persamaan tersebut (2-59 dan 2-60) ke dalam persamaan (2.58), maka didapat persamaan:

$$i_b \Delta x + E_1 = E_2 + i_f \Delta x \dots \dots \dots (2.61)$$

atau:

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{i_b - i_f} = \frac{\Delta E}{i_b - i_f} \dots \dots \dots (2.62)$$

Apabila diambil asumsi  $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$

$$E = h + \frac{\alpha \bar{u}^2}{2g} \dots \dots \dots (2.63)$$

Dimana:

H = kedalaman aliran (m)

$\bar{u}$  = kecepatan rata-rata aliran (m/dt)

$\alpha$  = koefisien pembagian kecepatan atau koefisien energi

$i_b$  = kemiringan dasar saluran

$i_f$  = kemiringan garis energy

Apabila persamaan Manning digunakan:

$$i_f = \frac{n^2 \bar{u}^2}{R^{4/3}} \dots \dots \dots (2.64)$$

Apabila persamaan Chezy yang digunakan:

$$i_f = \frac{\bar{u}^2}{C^2 R} \dots \dots \dots (2.65)$$

#### 2.4.4 Kolam Tampung

Kolam tampung direncanakan untuk menampung air hujan sementara di area Stadion sebelum dibuang ke saluran kota di tepi Jalan Gor. Dengan adanya kolam tampung di area Stadion ini, maka akan mengurangi beban saluran kota saat mengalirkan debit dari *catchment area* menuju ke sungai terdekat. Dalam perencanaan kolam tampung perlu dilengkapi pintu air dan pompa, untuk mengalirkan air dari kolam tampung ke saluran kota.

##### 2.4.4.1 Analisis Kolam Tampung

Untuk menghitung volume limpasan air hujan yang jatuh di suatu lahan dihitung dengan menggunakan rumus:

$$V = C.R.A \dots \dots \dots (2.66)$$

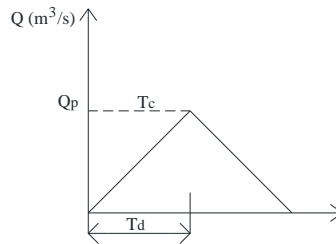
Dimana:

V = volume limpasan ( $m^3$ )

- $C$  = koefisien pengaliran  
 $R$  = tinggi hujan untuk periode ulang tertentu (mm)  
 $A$  = luas lahan ( $m^2$ )

Volume yang didapat dialirkan ke kolam tampung, sedangkan untuk analisis kolam tampung perhitungannya menggunakan cara hidrograf rasional.

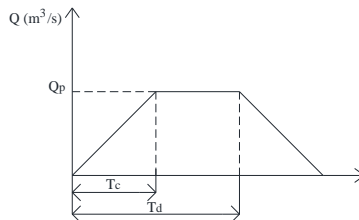
a. Untuk  $T_c = T_d$



Gambar 2.8 Hidrograf Rasional Kolam Tampung  $T_d = T_c$

Untuk volume limpasan nilainya sama dengan luasan segitiga.

b. Untuk  $T_d > T_c$



Gambar 2.9 Hidrograf Rasional Kolam Tampung  $T_d > T_c$

Dimana:

- $Q$  = debit ( $m^3/dt$ )  
 $T_c$  = waktu konsentrasi  
 $T_d$  = asumsi lama hujan (lama air ditampung dalam kolam)  
 $Q_p$  = laju aliran (debit puncak) ( $m^3/dt$ )

#### 2.4.4.2 Pintu Air

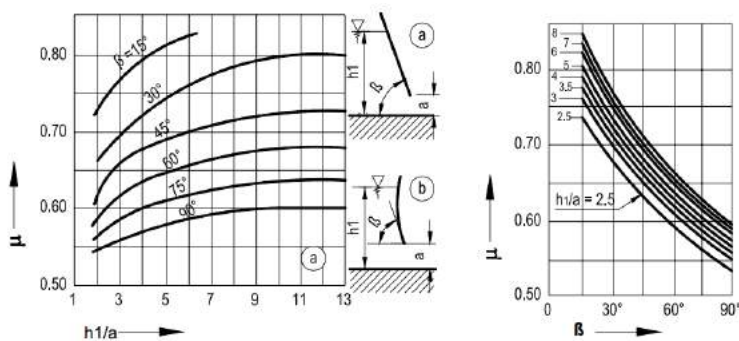
Pintu air berfungsi untuk menahan air sementara pada kolam tampung dan akan dibuka pada saat ketinggian air di kolam sudah mencapai batas elevasi yang sudah ditetapkan.

Pada tugas akhir ini menggunakan perencanaan bukaan pintu penuh, sehingga debit *outflow* yang keluar melalui pintu air dapat dihitung dengan menggunakan rumus *outflow spillway* yaitu sebagai berikut:

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g \cdot b \cdot H^{1,5}} \dots\dots\dots (2.67)$$

Dimana:

- Q = debit (m<sup>3</sup>/dt)
- C<sub>d</sub> = koefisien debit
- g = percepatan gravitasi (9,81 m<sup>2</sup>/dt)
- b = lebar spillway (m)
- H = tinggi air di atas spillway (m)



Gambar 2.10 Grafik Nilai Koefisien Debit  $\mu$

Sumber: KP – 04

#### 2.4.4.3 Pompa Air

Pompa air diperlukan apabila *outflow* tidak dapat mengalir secara gravitasi, atau saat debit limpasan dari hujan terlalu besar dan

kolam tampung sudah tidak mampu lagi menampung debit limpasan dari air hujan. Debit yang keluar atau *outflow* maksimum pada pompa adalah sama dengan kapasitas pompa. Hubungan antara aliran masuk, kapasitas pompa atau aliran keluar, dan kapasitas tampungan dinyatakan dalam persamaan kontinuitas dalam bentuk berikut:

$$Q_i - Q_o = \frac{dV}{dt} \dots\dots\dots (2.68)$$

Dimana:

$Q_i$  = laju aliran masuk ( $m^3/dt$ )

$Q_o$  = laju aliran keluar atau kapasitas pompa ( $m^3/dt$ )

$t$  = waktu (detik)

$V$  = volume tampungan ( $m^3$ )

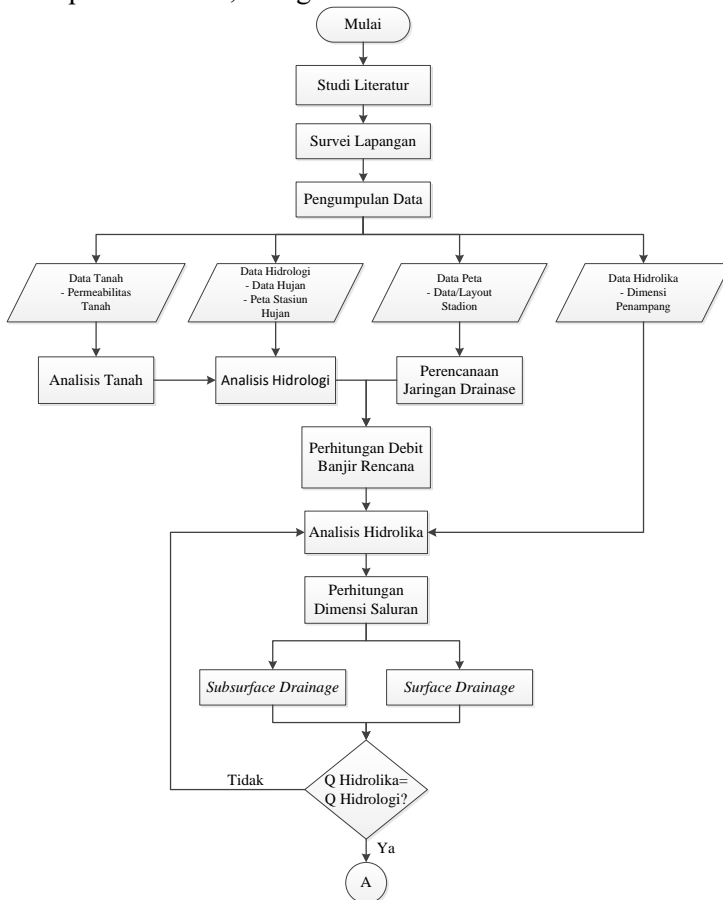


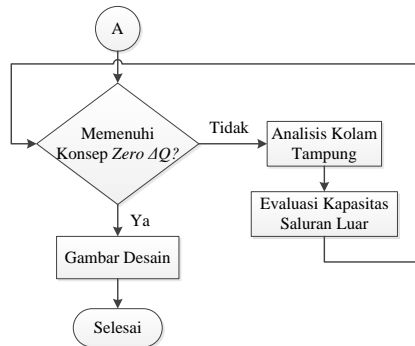
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## BAB III METODOLOGI

### 3.1 *Flowchart Pengerjaan Tugas Akhir*

*Flowchart* dapat dilihat pada Gambar 3 di bawah, menunjukkan langkah-langkah yang akan dilakukan dalam pengerjaan tugas akhir “Perencanaan Sistem Drainase Stadion Wergu Wetan Kabupaten Kudus”, sebagai berikut:





Gambar 3 Flowchart Rencana Pengerjaan Tugas Akhir

### 3.2 Studi Literatur

Untuk memperoleh dasar-dasar teori dan penelitian pendamping yang telah dilakukan sebelumnya, dan nantinya akan digunakan dalam pengerjaan tugas akhir Perencanaan Sistem Drainase Stadion Wergu Wetan.

### 3.3 Survei Lapangan

Untuk mengetahui kondisi lapangan saat ini dan melakukan wawancara untuk mendapatkan informasi dari pihak terkait yang berhubungan dengan permasalahan genangan di Stadion Wergu Wetan.

### 3.4 Pengumpulan Data

Mengumpulkan data-data yang berkaitan dengan Perencanaan Sistem Drainase Stadion Wergu Wetan Kabupaten Kudus, yang meliputi:

#### 1. Data Tanah

Data tanah ini didapatkan dari Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil Universitas Diponegoro yang berupa jenis tanah wilayah studi. Digunakan untuk menentukan koefisien permeabilitas serta laju infiltrasi, yang bertujuan untuk

merencanakan kedalaman dan jarak antar pipa vertikal dan horisontal.

## 2. Data Hidrologi

Data hidrologi ini didapatkan dari Dinas Bina Marga Pengairan Energi dan Sumber Daya Mineral Kabupaten Kudus, berupa lokasi stasiun hujan dan curah hujan harian maksimum dengan periode pencatatan tahun 2005-2015, yang nantinya data ini digunakan untuk melakukan perhitungan hujan rencana periode ulang 5 tahun.

## 3. Data Peta

Data Peta ini didapatkan dari Dinas Pendidikan Pemuda dan Olah Raga Kabupaten Kudus. Data ini berupa denah/*layout* Stadion Wergu Wetan, digunakan untuk menentukan besarnya *catchment area* yang masuk ke masing-masing saluran drainase, serta menentukan jaringan drainase di kawasan Stadion Wergu Wetan.

## 4. Data Hidrolika

Data hidrolika ini didapatkan dari Dinas Cipta Karya dan Tata Ruang Kabupaten Kudus, berupa jaringan dan dimensi penampang drainase eksisting wilayah studi yang nantinya digunakan untuk mengevaluasi kapasitas pada saluran *outfall*.

# 3.5 Tahap Analisis

Untuk menyelesaikan permasalahan dalam pengerjaan tugas akhir Perencanaan Sistem Drainase Stadion Wergu Wetan Kabupaten Kudus, perlu dilakukan beberapa analisis, yang meliputi:

## 3.5.1 Analisis Tanah

1. Menentukan letak permeabilitas (lihat subbab 2.2)
2. Menentukan laju infiltrasi tanah (lihat subbab 2.2)

### **3.5.2 Analisis Hidrologi**

1. Menghitung curah hujan rata-rata (lihat subbab 2.3.1)
2. Menghitung debit banjir rencana dengan menggunakan data curah hujan harian maksimum.(lihat subbab 2.3.4)

### **3.5.3 Analisis Hidrolika**

1. Menganalisis kapasitas saluran berdasarkan debit saluran yang direncanakan (lihat subbab 2.4.2)
2. Menentukan dimensi saluran dengan memperhatikan debit maksimum yang terjadi (lihat subbab 2.4.2)
3. Melakukan analisis profil muka air pada saluran yang direncanakan. (lihat subbab 2.4.3)
4. Melakukan analisis kebutuhan kolam tampung. (lihat subbab 2.4.4)

### **3.6 Tahap Kesimpulan**

Pada tahap kesimpulan bertujuan untuk menentukan solusi dari permasalahan genangan yang terjadi di Stadion Wergu Wetan terutama pada lapangan sepakbola dengan hasil akhir berupa desain gambar Perencanaan Sistem Drainase Stadion Wergu Wetan, serta dimensi saluran yang didapat dari hasil perhitungan yang telah dilakukan.

## **BAB IV**

### **ANALISIS DAN PERHITUNGAN**

#### **4.1 Analisis Tanah**

##### **4.1.1 Harga Koefisien Permeabilitas Tanah**

Koefisien permeabilitas dapat didefinisikan sebagai kecepatan aliran yang melewati keseluruhan penampang melintang tanah, karena satu gradient hidrolis. Jadi satuan koefisien permeabilitas adalah satuan kecepatan yang bisa dinyatakan dalam centimeter/detik atau meter/detik.

Faktor-faktor yang mempengaruhi koefisien permeabilitas:

1. Ukuran butir

Koefisien permeabilitas dapat ditentukan dari analisis ukuran butir, dimana dari banyak percobaan menghasilkan banyak rumus-rumus empiris yang tidak terlalu akurat, karena pada dasarnya permeabilitas masih tergantung dari beberapa variable lainnya. Salah satu rumus temuan dari Allen Hazen yang bisa dipakai adalah:

$$K = 100 \cdot D_{10}^2$$

K dalam cm/dt dan  $D_{10}$  adalah ukuran butir lebih dari , dalam cm

2. Sifat-sifat dari air pori

Permeabilitas berbanding terbalik dengan kerapatan dan berbanding terbalik dengan kekentalan air tanah. Kekentalan air tanah sangat dipengaruhi oleh perubahan temperature.

3. Susunan struktur partikel tanah lapisan tanah

Permeabilitas dari tanah yang sama akan bervariasi untuk susunan dan bentuk butiran yang berbeda. Penambahan dari angka pori akan menyebabkan peningkatan dari permeabilitas. Dari banyak tes laboratorium menunjukkan adanya hubungan:

$$K \propto \frac{e^3}{1+e}$$

4. Tingkat kejenuhan dan campuran dalam air pori.

Hukum Darcy bisa digunakan dalam kondisi jenuh, udara yang terperangkap pada pori-pori tanah dan zat asing yang ada dapat mengurangi permeabilitas.

#### 4.1.1.1 Porositas Tanah

Beberapa sifat tanah yang perlu diketahui dan berkaitan dengan masalah drainase adalah:

1. Angka pori (*void ratio, e*)

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

2. Porositas (*porosity, n<sub>e</sub>*)

$$n_e = \frac{V_v}{V_s}$$

3. Hubungan antara e dan n<sub>e</sub>

$$e = \frac{n}{1-n}$$

$$n_e = \frac{e}{1+e}$$

Dimana:

$V_v$  = Volume pori

$V_s$  = Volume butir

$V$  = Volume tanah

Dalam penentuan harga angka pori dapat menggunakan Tabel 4.1. berikut ini:

Tabel 4.1 Harga Angka Pori (e)

Tipe Tanah	Angka Pori
Pasir lepas dengan butiran seragam ( <i>loose uniform sand</i> )	0,8
Pasir Padat dengan butiran seragam ( <i>dense uniform sand</i> )	0,45
Pasir berlanau yang lepas dengan butiran bersudut ( <i>loose angular-grained silty sand</i> )	0,65
Lempung kaku ( <i>stiff clay</i> )	0,6
Lempung lembek ( <i>soft clay</i> )	0,9-1,4

Tipe Tanah	Angka Pori
Tanah ( <i>loess</i> )	0,9
Lempung organik lembek ( <i>soft organic clay</i> )	2,5-3,2
<i>Glacial till</i>	0,3

Sumber: Braja M. Das, 1985

Pada permukaan lapangan sepakbola digunakan urugan tanah tipe pasir padat dengan butiran seragam, maka diambil harga angka pori ( $e$ ) = 0,45, sehingga porositas ( $n_e$ ) dapat dicari dengan menggunakan rumus:

$$n_e = \frac{e}{1+e}$$

$$= \frac{0,45}{1+0,45} = 0,31$$

#### 4.1.1.2 Koefisien Permeabilitas Tanah

Perhitungan penentuan harga koefisien permeabilitas tanah diperoleh dari percobaan Darcy, yaitu tentang gerakan aliran bawah tanah:

$$Q = K \cdot i \cdot A$$

Atau

$$K = \frac{Q}{i \cdot A}$$

dimana:

$Q$  = debit (*discharge per unit time*)

$K$  = koefisien permeabilitas (*coefficient of permeability*)

$I$  = miring hidrolis (*hydraulic gradient*)

$$= \frac{\text{selisih head}}{\text{lintasan}} = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

$A$  = luas bidang masa tanah tegak lurus arah aliran

Namun untuk penentuan secara kasar koefisien permeabilitas material dapat menggunakan Tabel 4.2.



Tabel 4.2 Perkiraan Harga k

Jenis tanah	Harga k (mm/jam)
<i>Coarse gravely sand</i>	10 – 50
<i>Medium sand</i>	1 – 5
<i>Sandy loam / fine sand</i>	1 – 3
<i>Loam / clay loam / clay well structured</i>	0.5 – 2
<i>Very fine sandy loam</i>	0.2 – 0.5
<i>Clay loam / clay, poorly structured</i>	0.02 – 0.2
<i>No biopores</i>	< 0.002

Sumber: Sofia F. Dan Sofyan R, 2006

Pada permukaan lapangan sepakbola digunakan jenis tanah *coarse gravely sand*, maka koefisien permeabilitas diambil harga  $k = 50$  mm/jam.

#### 4.1.1.3 Laju Infiltrasi Tanah

Laju maksimum air yang dapat berinfiltrasi ke dalam tanah kering berkurang, mulai dari harga tertinggi sampai harga terendah dan selanjutnya mencapai harga konstan  $\pm 1$  sampai 3 jam dari saat awal.

Harga yang mendekati harga konstan memberikan gambaran mengenai geometri pori dalam *top soil* yang bervariasi dengan tekstur tanah dan sangat dipengaruhi oleh struktur tanah.

Laju infiltrasi untuk beberapa jenis tanah dapat dilihat pada Tabel 4.3. berikut ini:

Tabel 4.3 Laju Infiltrasi

Jenis tanah	Total infiltrasi setelah 3 jam (mm)	Laju infiltrasi setelah 3 jam (mm/jam)
<i>Coarse textured soil</i>	150 – 300	50 – 100
<i>Medium textured soil</i>	30 – 100	10 – 50
<i>Fine textured soil</i>	30 – 70	1 – 10

Sumber: Sofia F. Dan Sofyan R, 2006

Pada permukaan lapangan sepakbola digunakan jenis tanah *Coarse textured soil*, maka laju infiltrasi diambil harga  $v = 100$  mm/jam.

## 4.2 Analisis Hidrologi

### 4.2.1 Analisis Curah Hujan Rata-Rata

Perhitungan curah hujan rencana menggunakan data hujan dari 1 stasiun hujan terdekat dengan lokasi studi yaitu Stasiun DPU Kota Kudus yang berada di Dinas BPESM, karena kondisi variasi topografi yang relatif kecil dan luas daerah pematasan kurang dari 250 ha. Data yang digunakan adalah data hujan harian selama 10 tahun terakhir, mulai tahun 2006 – 2015. Dari data hujan harian tersebut, dicari hujan maksimum setiap tahun, dapat dilihat pada Tabel 4.4 berikut ini:

Tabel 4.4 Data Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun DPU Kota Kudus

Tahun	Tinggi Curah Hujan Maksimum di-Bulan												R24
	Jan (mm)	Feb (mm)	Maret (mm)	April (mm)	Mei (mm)	Juni (mm)	Juli (mm)	Agustus (mm)	Sept (mm)	Okt (mm)	Nov (mm)	Des (mm)	(mm)
2006	91	38	118	70	40	7	0	0	0	24	7	105	118
2007	19	62	67	56	26	29	15	5	21	12	50	121	121
2008	85	140	64	30	29	4	0	4	17	40	54	60	140
2009	148	54	59	62	24	4	17	3	65	20	42	53	148
2010	88	87	21	40	50	30	44	24	41	48	22	52	88
2011	54	125	88	72	49	7	26	0	64	36	24	278	278
2012	92	97	89	12	15	5	1	0	0	18	64	47	97
2013	118	81	182	96	68	34	20	0	8	69	43	91	182
2014	234	65	20	27	15	13	48	7	7	3	48	84	234
2015	110	51	55	34	20	7	0	0	0	0	76	101	110

Sumber: Dinas Bina Marga Pengairan Energi dan Sumber Daya Mineral Kabupaten Kudus

### 4.2.2 Analisis Curah Hujan Maksimum Harian Rencana

Dalam pengerjaan tugas akhir ini, analisis curah hujan maksimum harian rencana menggunakan Metode Gumbel dan Metode Log Pearson Tipe III, kemudian diambil hasil yang rasional.

#### 4.2.2.1 Metode Gumbel

Langkah-langkah perhitungan dengan Metode Gumbel sebagai berikut:

- 1) Menyusun data curah hujan harian Stasiun Hujan DPU Kota Kudus dari nilai yang terbesar ke nilai yang terkecil. Adapun curah hujan yang terbesar terjadi pada tahun 2011 sebesar 278 mm dan curah hujan terkecil terjadi pada tahun 2010 sebesar 88 mm. (Tabel 4.5 kolom 3)
- 2) Menghitung harga rata-rata curah hujan ( $\bar{x}$ ). (Tabel 4.5 kolom 4)
- 3) Menghitung kuadrat dari selisih curah hujan dengan curah hujan rata-rata  $(x - \bar{x})^2$ . (Tabel 4.5 kolom 5)

Tabel 4.5 Perhitungan Tinggi Hujan Rencana Metode Gumbel

Ranking	Tahun	$x=R_{24}$	$\bar{x}$	$(x - \bar{x})^2$	$p = \frac{m}{n+1}$	$y = -\ln \left( \ln \frac{1}{p} \right)$	$\bar{y}$	$(y - \bar{y})^2$
(m)		(mm)	(mm)					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1	2011	278	151.6	15976.96	0.090909	-0.87459	0.495207	1.876346
2	2014	234	151.6	6789.76	0.181818	-0.53342	0.495207	1.058067
3	2013	182	151.6	924.16	0.272727	-0.26181	0.495207	0.573078
4	2009	148	151.6	12.96	0.363636	-0.01153	0.495207	0.256786
5	2008	140	151.6	134.56	0.454545	0.237677	0.495207	0.066321
6	2007	121	151.6	936.36	0.545455	0.500651	0.495207	2.96E-05
7	2006	118	151.6	1128.96	0.636364	0.794106	0.495207	0.089341
8	2015	110	151.6	1730.56	0.727273	1.144278	0.495207	0.421294
9	2012	97	151.6	2981.16	0.818182	1.60609	0.495207	1.234062
10	2010	88	151.6	4044.96	0.909091	2.350619	0.495207	3.442554
	$\Sigma$	1516		34660.4		4.952066		9.01788

Sumber: Perhitungan

- 4) Menghitung harga standart deviasi data hujan:

$$n = 10 \text{ tahun}$$

$$\bar{x} = 151,6 \text{ mm}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(x - \bar{x})^2}{n-1}}$$

$$\begin{aligned}
&= \sqrt{\frac{34660,4}{10-1}} \\
&= 62,058
\end{aligned}$$

5) Menghitung nilai standart deviasi *reduced variated*:

$$\begin{aligned}
S_n &= \sqrt{\frac{(y-\bar{y})^2}{n}} \\
&= \sqrt{\frac{9,01788}{10}} \\
&= 0,9496
\end{aligned}$$

6) Menghitung Harga  $Y_T$  (dengan  $T= 5$ ):

$$\begin{aligned}
Y_{T(5)} &= -\ln \left( \ln. \frac{T}{T-1} \right) \\
&= -\ln \left( \ln. \frac{5}{5-1} \right) = 1,4999
\end{aligned}$$

7) Menghitung  $K$  (dengan periode ulang 5 tahun)

$$\begin{aligned}
K_{(5)} &= \frac{Y_{T(5)} - Y_n}{S_n} \\
&= \frac{1,4999 - 0,4952}{0,9496} = 1,0580
\end{aligned}$$

8) Menghitung hujan rencana periode ulang 5 tahun:

$$\begin{aligned}
X_T &= \bar{x} + \sigma \cdot K \\
X_5 &= 151,6 + 62,058 (1,0580) \\
&= 217,259 \text{ mm}
\end{aligned}$$

#### 4.2.2.2 Metode Log Pearson Tipe III

Langkah-langkah perhitungan metode Log Pearson Tipe III adalah sebagai berikut:

- 1) Menyusun data curah hujan Stasiun DPU Kota Kudus dari nilai yang terbesar ke nilai terkecil, dimana curah hujan terbesar terjadi pada tahun 2011 sebesar 278 mm dan curah hujan terkecil terjadi pada tahun 2010 sebesar 88 mm. (Dapat dilihat pada tabel 4.6 kolom 3)

- 2) Merubah sejumlah  $n$  data curah hujan ( $R_1, R_2, R_3, \dots, R_n$ ) ke dalam bentuk logaritma, sehingga menjadi  $\log R_1, \log R_2, \log R_3, \dots, \log R_n$ . Kemudian dinyatakan sebagai:  $x_i = \log R_i$ . (Dapat dilihat pada tabel 4.6 kolom 4)

- 3) Menghitung besarnya harga rata-rata besaran logaritma tersebut dengan persamaan:

$$\log \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \text{ (Tabel 4.6 kolom 5)}$$

- 4) Menghitung besarnya harga deviasi rata-rata dari besaran log tersebut, dengan persamaan:

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$$

$$S_d = \sqrt{\frac{0.238327}{10-1}} = 0.1627$$

- 5) Menghitung harga *skew coefficient* (koefisien asimetri) dari besaran logaritma di atas dengan persamaan:

$$C_s = \frac{\frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{S_d^3}$$

$$C_s = \frac{\frac{10}{(10-1)(10-2)} 0.020991}{0.1627^3}$$

$$= 0.6769$$

- 6) Berdasarkan harga *skew coefficient* yang diperoleh dan harga periode ulang ( $T$ ) yang ditentukan (lihat pada Tabel 4.7), selanjutnya dapat dihitung harga dari  $K_x$  dengan menggunakan Tabel 4.8

- 7) Menghitung besarnya harga logaritma dari masing-masing data curah hujan untuk suatu periode ulang tertentu dengan persamaan:

$$x_T = \bar{x} + K_x \cdot S_d \text{ (Tabel 4.8 kolom 5)}$$

- 8) Perkiraan harga hujan harian maksimum:

$RT = \text{antilog } x_T \text{ (mm/24 jam)}$ . (dapat dilihat pada tabel 4.8 kolom 6)

**Tabel 4.6 Perhitungan Tinggi Hujan Rencana Metode Log Pearson III**

No	Tahun	x = R24	log R	log $\bar{x}$	log (R - $\bar{x}$ )	log (R - $\bar{x}$ ) <sup>2</sup>	log (R - $\bar{x}$ ) <sup>3</sup>
		(mm)	(mm)				
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1	2011	278	2.4440	2.15170	0.29234	0.08546	0.024984
2	2014	234	2.3692	2.15170	0.21751	0.04731	0.010291
3	2013	182	2.2600	2.15170	0.10837	0.01174	0.001273
4	2009	148	2.1702	2.15170	0.01856	0.00034	6.39E-06
5	2008	140	2.1461	2.15170	-0.00558	0.00003	-1.7E-07
6	2007	121	2.0828	2.15170	-0.06892	0.00475	-0.00033
7	2006	118	2.0719	2.15170	-0.07982	0.00637	-0.00051
8	2015	110	2.0414	2.15170	-0.11031	0.01217	-0.00134
9	2012	97	1.9868	2.15170	-0.16493	0.02720	-0.00449
10	2010	88	1.9445	2.15170	-0.20722	0.04294	-0.0089
	Σ	1516	21.5170			0.23833	0.020991

Sumber: Perhitungan

**Tabel 4.7 Nilai K Log Pearson Tipe III**

C <sub>s</sub>	Tahun		
	2	5	10
3	-0.36	0.42	1.1800
2.5	-0.366	0.518	1.2500
2.2	-0.33	0.574	1.2840
2	-0.307	0.609	1.3020
1.8	-0.282	0.643	1.3180
1.6	-0.254	0.675	1.3290
1.4	-0.225	0.705	1.3370
1.2	-0.195	0.732	1.3400
1	-0.164	0.758	1.3400
0.9	-0.148	0.768	1.3390
0.8	-0.132	0.78	1.3360
0.7	-0.116	0.79	1.3330

$C_s$	Tahun		
	2	5	10
<b>0.6769</b>	<b>-0.112</b>	<b>0.792</b>	<b>1.3318</b>
0.6	-0.099	0.8	1.3280
0.5	-0.083	0.808	1.3230
0.4	-0.066	0.816	1.3170
0.3	-0.05	0.824	1.3090
0.2	-0.033	0.83	1.3010
0.1	-0.017	0.836	1.2920

Sumber: Hidrologi jilid I, Soewarno, hal 129

**Tabel 4.8 Curah Hujan Periode Ulang**

Periode Ulang (Tahun)	Curah Hujan rata-rata (mm)	Standar Deviasi	Faktor Sifat Distribusi (K)	xT	Hujan Harian Maksimum (mm/jam)
T	$\text{Log } \bar{R}$	$S_d$	$C_s = 0.6769$	$(2) + ((3) \times (4)) = (5)$	Antilog (5)
(1)	(2)	(3)	(4)		(6)
5	2.1517	0.1627	0.792	2.2805	190.7655

**Tabel 4.9 Hasil Analisis Curah Hujan Rencana**

Metode	$R_5$
Gumbel	217.259
Log Pearson Tipe III	190.765

Dari hasil analisis di atas diketahui bahwa curah hujan rencana periode ulang 5 tahun dari metode Gumbel lebih besar dari metode Log Pearson Tipe III, namun untuk menentukan tinggi hujan yang dipakai, dilakukan analisis dahulu melalui Uji Kecocokan.

#### 4.2.3 Uji Kecocokan

Untuk menentukan kecocokan (*The Goodness of Fit Test*) distribusi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang akan disajikan adalah:

1. Uji Chi-Kuadrat (Chi-Square)
2. Uji Smirnov – Kolmogorov

Umumnya pengujian dilaksanakan dengan menggambarkan data pada kertas peluang dan menentukan apakah data tersebut merupakan garis lurus atau dengan membandingkan kurva frekuensi dari data pengamatan terhadap kurva frekuensi teoritisnya.

#### 4.2.3.1 Uji Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat (Chi-Square) dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis.

Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter  $\chi^2$ , oleh karena itu disebut dengan uji Chi-Kuadrat. Parameter  $\chi^2$  dapat dihitung dengan rumus:

$$\chi_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

dimana:

- $\chi_h^2$  = parameter Chi-Kuadrat terhitung
- G = jumlah sub-kelompok ( $1 + 3,322 \log [n]$ )
- $O_i$  = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i
- $E_i$  = jumlah teoritis pada sub kelompok ke-i

Parameter  $\chi_h^2$  merupakan variabel acak, peluang untuk mencapai  $\chi_h^2$  sama atau lebih besar daripada nilai Chi-Kuadrat yang sebenarnya ( $\chi^2$ ).

Prosedur Uji Chi-Kuarat adalah:

- 1) Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya);
- 2) Kelompokkan data menjadi G sub grup, tiap-tiap sub grup minimal 4 data pengamatan;
- 3) Jumlahkan data pengamatan sebesar  $O_i$  tiap-tiap sub grup;
- 4) Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$ ;
- 5) Tiap-tiap sub grup dihitung nilai



$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

- 6) Jumlah seluruh G sub grup nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai Chi-Kuadrat hitung;
- 7) Tentukan derajat kebebasan  $dk = G - R - 1$  (nilai  $R=2$ , untuk distribusi normal dan binomial, nilai  $R=1$ , untuk distribusi poisson).

Interpretasi hasilnya adalah:

- Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- Apabila peluang lebih kecil dari 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
- Apabila peluang berada diantara 1-5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu tambah data.

Perhitungan Chi-Kuadrat

Banyak data (n)	= 10
Taraf signifikan $\alpha$	= 5%
Jumlah sub kelompok (G)	$= 1 + 3,322 \log n$ $= 1 + 3,322 \log 10$ $= 1 + 3,322.1$ $= 4,322 \approx 5 \text{ sub}$
Derajat kebebasan (dk)	$= G - R - 1$ $= 5 - 2 - 1$ $= 2$

Dengan derajat kepercayaan  $\alpha = 5\%$  dan  $dk = 2$ , maka diperoleh  $\chi^2 C$ . Dari hasil perhitungan jumlah kelas distribusi (G) = 5 sub kelompok dengan interval peluang (P) = 0,20 maka besarnya peluang untuk setiap grup adalah:

- Sub grup 1 :  $P < 0,20$
- Sub grup 2 :  $0,20 < P < 0,40$
- Sub grup 3 :  $0,40 < P < 0,60$
- Sub grup 4 :  $0,60 < P < 0,80$
- Sub grup 5 :  $P > 0,80$

#### 4.2.3.1.1 Uji Distribusi Analisis Frekuensi Metode Distribusi Gumbel

Persamaan dasar yang digunakan dalam metode distribusi Gumbel adalah:

$$R_t = \bar{R} + K \cdot S_d$$

Dari perhitungan sebelumnya pada Tabel 4.5 didapatkan:

$$\bar{R} = 151,6 \text{ mm}$$

$$S_d = 62,058$$

Untuk harga K dapat dilihat pada Tabel 4.10 variabel reduksi Gumbel di bawah ini:

Tabel 4.10 Variabel Reduksi Gumbel

Tahun	Peluang	K
1.001	0.001	-1.93
1.005	0.005	-1.67
1.01	0.01	-1.53
1.05	0.05	-1.097
1.11	0.1	-0.834
1.25	0.2	-0.476
1.33	0.25	-0.326
1.43	0.3	-0.185
1.67	0.4	0.087
2.00	0.5	0.366
2.50	0.6	0.671
3.33	0.7	1.03
4.00	0.75	1.24
5.00	0.8	1.51
10.00	0.9	2.25
20.00	0.95	2.97
50.00	0.98	3.9

Sumber: Bonnier, 1980

Berdasarkan persamaan garis lurus:

$R_t = 151,6 + K (62,058)$ , maka

Untuk  $P = 0,80 \rightarrow R_t = 151,6 + 1,51 \cdot 62,058 = 245,308$

Untuk  $P = 0,60 \rightarrow R_t = 151,6 + 0,671 \cdot 62,058 = 193,241$

Untuk  $P = 0,40 \rightarrow R_t = 151,6 + 0,087 \cdot 62,058 = 156,999$

Untuk  $P = 0,20 \rightarrow R_t = 151,6 + (-0,467) \cdot 62,058 = 122,619$

Sehingga, sub grup 1 :  $R_t < 122,619$

sub grup 2 :  $122,619 < R_t < 156,999$

sub grup 3 :  $156,999 < R_t < 193,241$

sub grup 4 :  $193,241 < R_t < 245,308$

sub grup 5 :  $R_t > 245,308$

Tabel 4.11 Perhitungan  $\chi^2$  Uji Chi-Kuadrat Distribusi Gumbel

No.	Nilai Batas Sub Kelompok	$O_i$	$E_i$	$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
1	$x < 122,619$	5	2	9	4,5
2	$122,619 < x < 156,999$	2	2	0	0
3	$156,999 < x < 193,241$	1	2	1	0,5
4	$193,241 < x < 245,308$	1	2	1	0,5
5	$x > 245,308$	1	2	1	0,5
	Jumlah Data	10	10		6

Kesimpulan  $\chi^2 = 6$ . Dengan  $(dk) = 2$  dan  $\alpha = 5\%$  maka  $\chi^2_{Cr} = 5,991$ , jadi  $\chi^2_{Cr} < \chi^2$  sehingga distribusi peluang **tidak dapat diterima**. ( $\chi^2_{Cr}$  diperoleh berdasarkan tabel III-7 Hidrologi Jilid 1, Soewarno Hal: 222).

#### 4.2.3.1.2 Uji Distribusi Analisis Frekuensi Metode Distribusi Log Pearson Tipe III

Persamaan dasar yang digunakan dalam metode distribusi Log Pearson Tipe III adalah:

$$X = \bar{x} + K \cdot S_d$$

Dari hasil perhitungan sebelumnya pada Tabel 4.6 didapat hasil sebagai berikut:

$$\bar{x} = 2,1517 \text{ mm}$$

$$S_d = 0,1627$$

Untuk harga K dapat dilihat pada Tabel 4.12 berikut ini:

Tabel 4.12 Variabel Reduksi Gauss

Tahun	Peluang	K
1.001	0.999	-3.05
1.005	0.995	-2.58
1.010	0.990	-2.33
1.050	0.950	-1.64
1.110	0.900	-1.28
1.250	0.800	-0.84
1.330	0.750	-0.67
1.430	0.700	-0.52
1.670	0.600	-0.25
2.000	0.500	0
2.500	0.400	0.25
3.330	0.300	0.52
4.000	0.250	0.67
5.000	0.200	0.84
10.000	0.100	1.28
20.000	0.050	1.64
50.000	0.020	2.05
100.000	0.010	2.33
200.000	0.005	2.58
500.000	0.002	2.88
1000.000	0.001	3.09

Sumber: Soewarno, 1995

Berdasarkan persamaan garis lurus:

$R_t = 2,1517 + K (0,1627)$ , maka

Untuk  $P = 0,80 \rightarrow R_t = 2,1517 + (-0,84) \cdot 0,1627 = 2,015$

Untuk  $P = 0,60 \rightarrow R_t = 2,1517 + (-0,25) \cdot 0,1627 = 2,111$

Untuk  $P = 0,40 \rightarrow R_t = 2,1517 + 0,25 \cdot 0,1627 = 2,192$

Untuk  $P = 0,20 \rightarrow R_t = 2,1517 + 0,84 \cdot 0,1627 = 2,288$

Sehingga, sub grup 1 :  $R_t < 2,015$

sub grup 2 :  $2,015 < R_t < 2,111$

sub grup 3 :  $2,111 < R_t < 2,192$

sub grup 4 :  $2,192 < R_t < 2,288$

sub grup 5 :  $R_t > 2,288$

Tabel 4.13 Perhitungan  $\chi^2$  Uji Chi-Kuadrat Distribusi Log  
Pearson Tipe III

No.	Nilai Batas Sub Kelompok	$O_i$	$E_i$	$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
1	$x < 2,015$	2	2	0	0
2	$2,015 < x < 2,111$	3	2	1	0,5
3	$2,111 < x < 2,192$	2	2	0	0
4	$2,192 < x < 2,288$	1	2	1	0,5
5	$x > 2,288$	2	2	0	0
	Jumlah Data	10	10		1

Kesimpulan  $\chi^2 = 1$ . Dengan  $(dk) = 2$  dan  $\alpha = 5\%$  maka  $\chi^2_{Cr} = 5,991$ , jadi  $\chi^2_{Cr} > \chi^2$  sehingga distribusi peluang **dapat diterima**. ( $\chi^2_{Cr}$  diperoleh berdasarkan tabel III-7 Hidrologi Jilid 1, Soewarno Hal: 222).

#### 4.2.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov – Kolmogorov sering disebut juga uji kecocokan non parametric (*non – parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu (Soewarno, 1995).

Prosedurnya adalah sebagai berikut:

- 1) Urutkan data (dari besar kekecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut;

$$X_1 \quad P(X_1)$$

$$X_2 \quad P(X_2)$$

$$X_m \quad P(X_m)$$

$$X_n \quad P(X_n)$$

- 2) Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya);

$$X_1 \quad P'(X_1)$$

$$X_2 \quad P'(X_2)$$

$$X_m \quad P'(X_m)$$

$$X_n \quad P'(X_n)$$

- 3) Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.
- 4) Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov-Kolmogorov *test*) tentukan harga  $D_o$  (lihat tabel 2.5)

Interpretasi hasilnya adalah:

- Apabila  $D < D_o$  maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima
- Apabila  $D > D_o$  maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima

Tabel 4.14 Nilai Kritis  $D_o$  Untuk Uji Smirnov-Kolmogorov

No.	N	$\alpha$			
		0,20	0,10	0,05	0,01
1	5	0,45	0,51	0,56	0,67
2	10	0,32	0,37	0,41	0,49
3	15	0,27	0,30	0,34	0,40
4	20	0,23	0,26	0,29	0,36
5	25	0,21	0,24	0,27	0,32
6	30	0,19	0,22	0,24	0,29
7	35	0,18	0,20	0,23	0,27
8	40	0,17	0,19	0,21	0,25
9	45	0,16	0,18	0,20	0,24
10	50	0,15	0,17	0,19	0,23
	$N > 50$	$\frac{1,07}{\sqrt{N^{0,5}}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{N^{0,5}}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{N^{0,5}}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{N^{0,5}}}$

Sumber: Soewarno, 1995

#### 4.2.3.2.1 Uji Smirnov-Kolmogorov Metode Distribusi Gumbel

Contoh perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov untuk data hujan tahun 2011 dengan tinggi hujan ( $R_{24}$ ) adalah 278 mm, sebagai berikut:

- 1) Urutkan data (dari besar kekecil atau sebaliknya) dan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut. Dari Tabel 4.5 untuk data hujan tahun 2011 dengan tinggi hujan = 278 mm didapat:  
 $m$  (peringkat/nomor rangking) = 1

$$\begin{aligned} n \text{ (jumlah data hujan)} &= 10 \\ \bar{x}_{\text{rata-rata}} &= 151,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dengan rumus peluang:

$$P(x) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{1}{(10+1)} = 0,0909$$

2) Besarnya  $P(x <)$  dapat dicari dengan rumus:

$$\begin{aligned} P &= 1 - P(x) \\ &= 1 - 0,0909 \\ &= 0,9091 \end{aligned}$$

3) Nilai  $f(t)$  dapat dicari dengan rumus:

$$\begin{aligned} f(t) &= \frac{(x - \bar{x})}{S_d} \\ &= \frac{(278 - 151,6)}{62,058} = 2,037 \end{aligned}$$

4) Besarnya peluang teoritis  $P'(x)$  dicari dengan menggunakan tabel wilayah luas dibawah kurva normal dari nilai  $f(t)$ .

Dari Tabel III-1 dengan nilai  $f(t) = 2,037 \rightarrow P'(x <) = 0,0186$ , sehingga besarnya  $P'(x)$ :

$$\begin{aligned} P'(x) &= 1 - P'(x <) \\ &= 1 - 0,0186 \\ &= 0,9814 \end{aligned}$$

5) Nilai  $D$  dapat dicari dengan rumus:

$$\begin{aligned} D &= P'(x) - P(x) \\ &= 0,9814 - 0,0909 \\ &= 0,0723 \end{aligned}$$

Tabel 4.15 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Gumbel

$X_i$	$m$	$P(x)=m/(n+1)$	$P(x <)$	$f(t) = (x - \bar{x})/S_d$	$P'(x)$	$P'(x <)$	$D$
1	2	3	4 = nilai 1 - kolom 3	5	6	7 = nilai 1 - kolom 6	8 = 7 - 4
278	1	0.0909	0.9091	2.036815	0.0186	0.9814	0.0723
234	2	0.1818	0.8182	1.327797	0.0843	0.9157	0.0975
182	3	0.2727	0.7273	0.489867	0.2947	0.7053	-0.0220
148	4	0.3636	0.6364	-0.05801	0.5429	0.4571	-0.1793
140	5	0.4545	0.5455	-0.18692	0.5936	0.4064	-0.1391

Xi	m	$P(x)=m/(n+1)$	$P(x<)$	$f(t) = (x-\bar{x})/S_d$	$P'(x)$	$P'(x<)$	D
1	2	3	4 = nilai 1 - kolom 3	5	6	7 = nilai 1 - kolom 6	8 = 7 - 4
121	6	0.5455	0.4545	-0.49309	0.7064	0.2936	-0.1609
118	7	0.6364	0.3636	-0.54143	0.7226	0.2774	-0.0862
110	8	0.7273	0.2727	-0.67034	0.7641	0.2359	-0.0368
97	9	0.8182	0.1818	-0.87983	0.8235	0.1765	-0.0053
88	10	0.9091	0.0909	-1.02485	0.8585	0.1415	0.0506
						D Maks	-0.4092

Sumber: Perhitungan

Didapatkan nilai  $D_{maks} = -0,4092$  dengan data hujan 10 tahun maka diperoleh nilai  $D_o = 0,41$  ( $D_o > D_{maks}$ , dapat dilihat pada Tabel 4.14) sehingga persamaan distribusi Gumbel **dapat diterima**.

#### 4.2.3.2.2 Uji Smirnov-Kolmogorov Metode Distribusi Log Pearson Tipe III

Contoh perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov untuk data hujan tahun 2011 dengan tinggi hujan ( $R_{24}$ ) adalah 278 mm, sebagai berikut:

- 1) Urutkan data (dari besar kekecil atau sebaliknya) dan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut. Dari Tabel 4.6 untuk data hujan tahun 2011 dengan tinggi hujan = 278 mm dengan nilai log tinggi hujan = 2,444 mm didapat:

$$m \text{ (peringkat/nomor rangking)} = 1$$

$$n \text{ (jumlah data hujan)} = 10$$

$$X_{rata-rata} = 2,1517 \text{ mm}$$

Dengan rumus peluang:

$$P(x) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{1}{(10+1)} = 0,0909$$

- 2) Besarnya  $P(x<)$  dapat dicari dengan rumus:

$$P = 1 - P(x)$$

$$= 1 - 0,0909$$

$$= 0,9091$$



3) Nilai  $f(t)$  dapat dicari dengan rumus:

$$f(t) = \frac{(x - \bar{x})}{S_d} \\ = \frac{(2,444 - 2,1517)}{0,1627} = 1,7965$$

4) Besarnya peluang teoritis  $P'(x)$  dicari dengan menggunakan tabel wilayah luas dibawah kurva normal dari nilai  $f(t)$ .

Dari Tabel III-1 dengan nilai  $f(t) = 1,7965 \rightarrow P'(x <) = 0,0325$ , sehingga besarnya  $P'(x)$ :

$$P'(x) = 1 - P'(x <) \\ = 1 - 0,0325 \\ = 0,9675$$

5) Nilai D dapat dicari dengan rumus:

$$D = P'(x) - P(x) \\ = 0,9675 - 0,9091 \\ = 0,0584$$

Tabel 4.16 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III

Xi	m	$P(x)=m/(n+1)$	$P(x<)$	$f(t) = (x-\bar{x})/S_d$	$P'(x)$	$P'(x<)$	D
1	2	3	4 = nilai 1 - kolom 3	5	6	7 = nilai 1 - kolom 6	8 = 7 - 4
2.4440	1	0.0909	0.9091	1.7965	0.0325	0.9675	0.0584
2.3692	2	0.1818	0.8182	1.3367	0.0830	0.9170	0.0988
2.2601	3	0.2727	0.7273	0.6659	0.2372	0.7628	0.0355
2.1703	4	0.3636	0.6364	0.1140	0.4349	0.5651	-0.0713
2.1461	5	0.4545	0.5455	-0.0343	0.5335	0.4665	-0.0790
2.0828	6	0.5455	0.4545	-0.4235	0.7088	0.2912	-0.1633
2.0719	7	0.6364	0.3636	-0.4905	0.7055	0.2945	-0.0691
2.0414	8	0.7273	0.2727	-0.6779	0.7665	0.2335	-0.0392
1.9868	9	0.8182	0.1818	-1.0135	0.8560	0.1440	-0.0378
1.9445	10	0.9091	0.0909	-1.2734	0.9069	0.0931	0.0022
						D Maks	-0.2648

Sumber: Perhitungan

Didapatkan nilai  $D_{maks} = -0,2648$  dengan data hujan 10 tahun maka diperoleh nilai  $D_o = 0,41$  ( $D_o > D_{maks}$ , nilai  $D_o$  dapat dilihat pada Tabel 4.14) sehingga persamaan distribusi Log Pearson Tipe III dapat diterima.

#### 4.2.3.3 Kesimpulan Analisis Frekuensi

Kesimpulan yang diperoleh dari Uji Kecocokan Chi-Kuadrat dan Smirnov-Kolmogorov yang telah dilakukan berupa hasil perhitungan pengujian dengan menggunakan kedua metode persamaan distribusi yang digunakan sebagai berikut:

Tabel 4.17 Kesimpulan Hasil Kecocokan Chi-Kuadrat dan Smirnov-Kolmogorov

Persamaan Distribusi	Uji Kecocokan							
	Chi-Kuadrat			Smirnov-Kolmogorov				
	$\chi^2$	Nilai		$\chi h^2$	Dmaks		Nilai Do	
Gumbel	6	>	5,991	Not Ok	-0,4092	<	0,41	Ok
Log Pearson Tipe III	1	<	5,991	Ok	-0,2648	<	0,41	Ok

Berdasarkan hasil kesimpulan yang dapat dilihat pada Tabel 4.17, diketahui bahwa hanya Uji Chi-Kuadrat metode distribusi Gumbel saja yang tidak memenuhi syarat. Sehingga distribusi terpilih yang akan digunakan sebagai curah hujan rencana adalah distribusi Log Pearson Tipe III. Karena pada saluran eksisting perhitungan digunakan periode ulang 5 tahun, maka analisis dan perhitungan untuk tugas akhir ini dipakai tinggi curah hujan rencana dengan periode ulang 5 tahun sebesar 190,765 mm (lihat Tabel 4.9).

#### 4.2.4 Analisis Debit Banjir Rencana

##### 4.2.4.1 Analisis *Subsurface Drainage*

Pada lapangan sepakbola di dalam stadion menggunakan analisis debit banjir rencana *subsurface drainage*.

##### 4.2.4.1.1 Koefisien Pengaliran (C)

Untuk daerah studi berupa lapangan rumput digunakan harga koefisien pengaliran ( $C$ ) = 1,00, karena pada permukaan lapangan

diasumsikan tidak terjadi genangan, sehingga seluruh air hujan langsung meresap ke bawah permukaan untuk dialirkan ke saluran pipa *subsurface*.

#### 4.2.4.1.2. Waktu Konsentrasi ( $t_c$ )

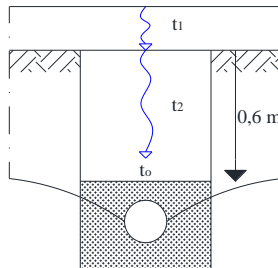
Waktu konsentrasi merupakan waktu ketika air meresap ke dalam tanah dan pada waktu air masuk melalui pipa drain.

Data-data pada lapangan sepakbola:

- Tinggi hujan rencana ( $R_{24}$ ) = 190,765 mm
- Panjang lahan (L) = 37,6 m
- Tebal lapisan drain (H) = 0,6 m
- Laju infiltrasi ( $q_1$ ) = 100 mm/jam = 10 cm/jam
- Kemiringan pipa (s) = 0,002
- Porositas tanah ( $n_e$ ) = 0,31

##### 1. Perhitungan $t_0$

Lamanya waktu ketika air meresap ke dalam tanah sampai ke pipa drain. Untuk kondisi terjelek yaitu terjadi genangan setinggi hujan rencana ( $R_{24}$ ), dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut ini:



Gambar 4.1 Penampang Melintang Pipa

Adapun rumus yang dipakai adalah sebagai berikut:

$$q = 57,907 \text{ l/dt/ha} = 499,2 \text{ mm/jam (lihat pada subbab 4.3.1.2)}$$

$$t_1 = \frac{\left(h - \frac{4}{5} \cdot n \cdot H\right)}{q} \rightarrow h = \text{tinggi hujan/genangan}$$

$$= \frac{(190,765 - \frac{4}{5} \cdot 0,31 \cdot 600)}{499,2}$$

$$= 0,084 \text{ jam}$$

$$q_1 = n \cdot v_i$$

$$v_i = \frac{q_1}{n}$$

$$= \frac{10}{0,31} = 32,26 \text{ cm/jam}$$

$$t_2 = \frac{H}{v_i}$$

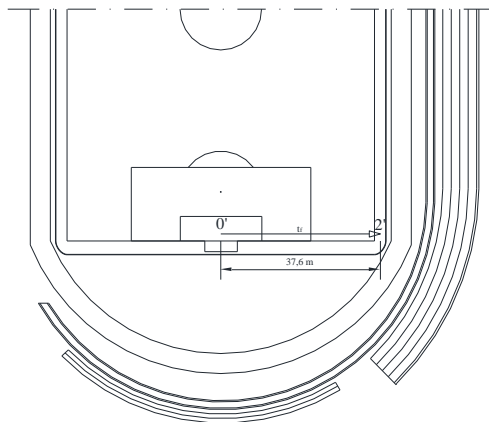
$$= \frac{60}{32,26} = 1,86 \text{ jam}$$

$$t_0 = t_1 + t_2$$

$$= 0,084 + 1,86 = 1,944 \text{ jam}$$

## 2. Perhitungan $t_f$

Waktu yang diperlukan saat air mengalir disepanjang pipa drain, dapat dilihat pada Gambar 4.2 dibawah ini:



Gambar 4.2 Penampang Memanjang pipa

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{V}{V_f} \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \\
 &= 1 \cdot \frac{1}{0,015} \cdot \left(\frac{0,1}{4}\right)^{2/3} \cdot 0,002^{1/2} \\
 &= 0,255 \text{ m/dt} = 0,918 \text{ km/jam}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_f &= \frac{L}{V} \\
 &= \frac{0,0376}{0,918} = 0,041 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

### 3. Perhitungan $t_c$

Waktu konsentrasi ketika air meresap ke dalam tanah dan melalui pipa drain menuju ke titik yang ditinjau. Berikut merupakan perhitungan untuk waktu konsentrasi:

$$\begin{aligned}
 t_c &= t_0 + t_f \\
 &= 1,944 + 0,041 \\
 &= 1,985 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

#### 4.2.4.1.3. Intensitas Hujan Rencana (I)

Setelah didapatkan tinggi hujan rencana ( $R_{24}$ ) dan lamanya waktu konsentrasi ( $t_c$ ), maka dengan menggunakan rumus Mononobe:

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t_c}\right)^{2/3} \\
 &= \frac{190,765}{24} \left(\frac{24}{1,985}\right)^{2/3} \\
 &= 41,877 \text{ mm/jam}
 \end{aligned}$$

#### 4.2.4.1.4. Debit Banjir Rencana (Q)

Luas *catchment area* (A)

$$A = 0.0375 \times 0.104 = 0.0039 \text{ km}^2$$

Sehingga debit banjir rencana dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Q &= 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A \\
 &= 0,278 \times 1,0 \times 41,877 \times 0,0039 \\
 &= 0,0454 \text{ m}^3/\text{dt} = 45,4 \text{ lt/dt}
 \end{aligned}$$

#### 4.2.4.2 Analisis *Surface Drainage*

##### 4.2.4.2.1 Koefisien Pengaliran (C)

Daerah studi yang ditinjau yaitu lintasan lari, tribun dan lahan kosong yang ada di dalam stadion. Sehingga koefisien pengaliran dapat dilihat pada Tabel 2.6.

##### 4.2.4.2.2 Waktu Konsentrasi ( $t_c$ )

Berikut merupakan contoh perhitungan untuk waktu konsentrasi pada saluran *surface* 0-1 di dalam stadion:

Kode lahan	= A
Jarak titik terjauh ke inlet ( $L_0$ )	= 5,1 m
Panjang saluran (L)	= 34,5 m
Koefisien hambatan ( $n_d$ )	= 0,02 (Tabel 2.7)
Kemiringan lahan ( $S_0$ )	= 0,02
Kecepatan saluran (V)	= 0,193 m/dt

$$\begin{aligned}
 t_0 A &= 1,44 \times \left[ n_d \times \frac{1}{\sqrt{s}} \right]^{0,467} \\
 &= 1,44 \times \left[ 0,02 \times \frac{5,1}{\sqrt{0,02}} \right]^{0,467} \\
 &= 1,236 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Kode lahan	= H1
Jarak titik terjauh ke inlet ( $L_0$ )	= 3,2 m
Panjang saluran (L)	= 34,5 m
Koefisien hambatan ( $n_d$ )	= 0,2 (Tabel 2.7)
Kemiringan lahan ( $S_0$ )	= 0,003
Kecepatan saluran (V)	= 0,193 m/dt

$$\begin{aligned}
 t_0 H1 &= 1,44 \times \left[ n_d \times \frac{1}{\sqrt{s}} \right]^{0,467} \\
 &= 1,44 \times \left[ 0,2 \times \frac{3,2}{\sqrt{0,003}} \right]^{0,467} \\
 &= 4,539 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_f &= \frac{L_{\text{saluran}}}{v_{\text{saluran}}} \\
 &= \frac{34,5}{(0,193 \times 60)} \\
 &= 2,974 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_c A &= t_0 A + t_f \\
 &= 1,236 + 2,974 \\
 &= 4,211 \text{ menit} = 0,0702 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_c H1 &= t_0 H1 + t_f \\
 &= 4,539 + 2,974 \\
 &= 7,513 \text{ menit} = 0,1252 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

Kode lahan	= R1
Jarak titik terjauh ke inlet ( $L_0$ )	= 42,7 m
Panjang saluran (L)	= 7,8 m
Koefisien hambatan ( $n_d$ )	= 0,4 (Tabel 2.7)
Kemiringan lahan ( $S_0$ )	= 0,003
Kecepatan saluran (v)	= 0,193 m/dt

$$\begin{aligned}
 t_0 R1 &= 1,44 \times \left[ n_d \times \frac{1}{\sqrt{s}} \right]^{0,467} \\
 &= 1,44 \times \left[ 0,4 \times \frac{42,7}{\sqrt{0,003}} \right]^{0,467} \\
 &= 21,039 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_f &= \frac{L_{\text{saluran}}}{v_{\text{saluran}}} \\
 &= \frac{7,8}{(0,193 \times 60)} \\
 &= 0,672 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_c R1 &= t_0 R1 + t_f \\
 &= 21,039 + 0,672 \\
 &= 21,712 \text{ menit} = 0,3619 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

Untuk nilai  $t_c$  maksimum pada saluran 0-1 diambil nilai  $t_c$  terbesar dari lahan yang mewakili, yaitu lahan R1 dengan  $t_c \text{ maks} = 0,3619$  jam

#### 4.2.4.2.3 Intensitas Hujan Rencana (I)

$$\begin{aligned} I &= \frac{R_{24}}{24} \left( \frac{24}{t_c} \right)^{2/3} \\ &= \frac{190,765}{24} \left( \frac{24}{0,3619} \right)^{2/3} \\ &= 130,255 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

#### 4.2.4.2.4 Debit Banjir Rencana (Q)

Untuk sistem *surface drainage* di dalam stadion sebagai berikut:

Kode lahan = A  
 Luas lahan = 0,000138 km<sup>2</sup>  
 C = 0,8 (Tabel 2.6)

Kode lahan = H1  
 Luas lahan = 0,000080 km<sup>2</sup>  
 C = 0,2 (Tabel 2.6)

Kode lahan = R1  
 Luas lahan = 0,000399 km<sup>2</sup>  
 C = 0,1 (Tabel 2.6)

$$\begin{aligned} \Sigma C_i A &= (0,8 \times 0,000138) + (0,2 \times 0,000080) + (0,1 \times 0,000399) \\ &= 0,000166 \text{ km}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma A &= 0,000138 + 0,000399 + 0,000080 \\ &= 0,000617 \text{ km}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{\text{gabungan}} &= \frac{\Sigma C_i A}{\Sigma A} \\ &= \frac{0,000166}{0,000617} \\ &= 0,27 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}\text{Luas total (A)} &= 0,000138 + 0,000399 + 0,000080 \\ &= 0,000617 \text{ km}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q &= 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A \\ &= 0,278 \times 0,27 \times 130,255 \times 0,000617 \\ &= 0,006 \text{ m}^3/\text{dt} \\ &= 6,0 \text{ lt/dt}\end{aligned}$$

Perhitungan selengkapnya untuk waktu konsentrasi ( $t_c$ ) dan debit banjir rencana ( $Q$ ) dapat dilihat pada tabel 4.18, 4.19, 4.20, 4.21.

**Tabel 4.18 Waktu Konsentrasi ( $t_c$ ) Saluran *Surface Drainage***

Saluran	Manhole	Kode Area	Tipe Permukaan	Panjang Pengaliran	Kemiringan Lahan	$t_0$ Lahan	Panjang Saluran	Kecepatan V	$t_f$	$t_c$	$t_c$	$t_c$ maks
			(na)	$L_0$ (m)	$S_0$	(menit)	(m)	(m/dt)	(menit)	(menit)	(jam)	(jam)
tersier	0-1	A	0.02	5.10	0.02	1.236	34.50	0.193	2.974	4.211	0.0702	0.3619
		H1	0.2	3.20	0.003	4.539				7.513	0.1252	
		R1	0.4	42.70	0.003	21.039				21.712	0.3619	
tersier	1-2	SAL 0-1	-	-	-	21.712	153.00	0.328	7.764	29.476	0.4913	0.4913
		H2	0.2	2.90	0.003	4.335				12.099	0.2017	
		B	0.02	10.40	0.02	1.724				9.489	0.1581	
tersier	2-3	SAL 1-2	-	-	-	29.476	88.60	0.334	4.415	33.891	0.5649	0.5649
		H3	0.2	2.70	0.003	4.193				8.608	0.1435	
		R3	0.4	5.40	0.003	8.010				12.426	0.2071	
		C	0.02	5.30	0.02	1.259				3.872	0.0855	
		R4	0.4	5.20	0.003	7.870				0.872	8.742	0.1457
tersier	3-9	SAL 2-3	-	-	-	33.891	9.50	0.334	0.474	34.365	0.5728	0.5728
tersier	0-4	A	0.02	5.10	0.02	1.236	45.20	0.225	3.352	4.588	0.0765	0.3958
		H1	0.2	3.20	0.003	4.539				7.891	0.1315	
		R1	0.4	51.50	0.003	22.963				23.749	0.3958	
		R2	0.4	45.00	0.003	21.561				0.786	22.347	0.3725
tersier	4-5	SAL 0-4	-	-	-	23.749	9.40	0.224	0.700	24.449	0.4075	0.4075
tersier	5-6	SAL 4-5	-	-	-	24.449	36.70	0.271	2.253	26.703	0.4450	0.4450
		H1	0.2	12.70	0.003	8.640				10.893	0.1816	
		E	0.02	12.60	0.02	1.886				4.139	0.0690	
		R2	0.4	7.10	0.003	9.102				11.356	0.1893	
		SAL 5-6	-	-	-	26.703				29.610	0.4935	
tersier	6-7	F	0.02	14.50	0.2	1.176	56.00	0.321	2.908	4.084	0.0681	0.4935
		H4	0.2	4.10	0.003	5.096				8.003	0.1334	
		SAL 6-7	-	-	-	29.610				30.992	0.5165	
tersier	7-8	H4	0.2	4.10	0.003	5.096	27.60	0.333	1.382	6.478	0.1080	0.5165
		R4	0.4	19.60	0.003	14.625				16.007	0.2668	
		D	0.02	12.90	0.02	1.907				3.289	0.0548	
		SAL 7-8	-	-	-	30.992				31.666	0.5278	
tersier	8-9	SAL 5'-8	-	-	-	129.851	16.20	0.401	0.674	130.525	2.1754	2.1754

Saluran	Manhole	Kode Area	Tipe Permukaan	Panjang Pengaliran	Kemiringan Lahan	$t_0$ Lahan	Panjang Saluran	Kecepatan V	$t_r$	$t_c$	$t_e$	$t_c$ maks
			( $n_a$ )	$L_0$ (m)	$S_0$	(menit)	(m)	(m/dt)	(menit)	(menit)	(jam)	(jam)
		H3	0.2	4.10	0.003	5.096	5.90		0.245	5.769	0.0962	
		D	0.02	12.90	0.02	1.907				2.580	0.0430	
		R4	0.4	29.70	0.003	17.758				18.003	0.3001	
tersier	9-10	SAL 8-9	-	-	-	130.525	31.4	0.421	1.24278	131.767	2.1961	2.1961
		SAL 3-9	-	-	-	34.3652				35.608	0.5935	
		R4	0.4	19.60	0.003	14.625				15.868	0.2645	
tersier	12-10	R3	0.4	59.20	0.003	24.507	116.50	0.195	9.934	34.442	0.5740	0.5740
		R4	0.4	6.80	0.003	8.921				13.304	0.2217	
tersier	10-11	SAL 9-10	-	-	-	131.767	8.90	0.423	0.351	132.118	2.2020	2.2020
		SAL 12-10	-	-	-	34.442				34.792	0.5799	

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.19 Waktu Konsentrasi ( $t_c$ ) Saluran *Subsurface Drainage*

Saluran	Manhole	Kode Area	Tipe Permukaan	Panjang Pengaliran	Kemiringan Lahan	$t_0$ Lahan	Panjang Saluran	Kecepatan V	$t_r$	$t_c$	$t_e$	$t_c$ maks
			( $n_a$ )	$L_0$ (m)	$S_0$	(menit)	(m)	(m/dt)	(menit)	(menit)	(jam)	(jam)
tersier	1'-2'	G1	0.4	23.00	0.003	15.760	49.00	0.187	4.373	20.133	0.3355	0.3355
		L1	0.1	6.50	0.009	3.537				7.910	0.1318	
tersier	0'-2'	Z	0.4	0.60	0.002	116.637	37.60	0.255	2.458	119.095	1.9849	1.9849
		SAL 1'-2'	-	-	-	20.133				25.469	0.4245	
tersier	2'-3'	SAL 0'-2'	-	-	-	119.095	104.00	0.325	5.337	124.431	2.0739	2.0739
		L2	0.1	6.50	0.009	3.537				8.874	0.1479	
		SAL 2'-3'	-	-	-	124.431				129.388	2.1565	
tersier	3'-5'	G2	0.4	37.70	0.003	19.850	97.50	0.328	4.957	24.808	0.4135	2.1565
		L3	0.1	6.50	0.009	3.537				8.495	0.1416	
		G1	0.4	23.00	0.003	15.760				20.133	0.3355	
tersier	1'-4'	L1	0.1	6.50	0.009	3.537	49.00	0.187	4.373	7.910	0.1318	0.3355
		Z	0.4	0.60	0.002	116.637				119.095	1.9849	
tersier	0'-4'	SAL 1'-4'	-	-	-	20.133	37.60	0.255	2.458	25.469	0.4245	1.9849
		SAL 0'-4'	-	-	-	119.095				124.431	2.0739	
		L4	0.1	6.60	0.009	3.563				8.899	0.1483	
tersier	5'-8	SAL 4'-5'	-	-	-	124.431	10.70	0.386	0.462	124.894	2.0816	2.1642

Saluran	Manhole	Kode Area	Tipe Permukaan	Panjang Pengaliran	Kemiringan Lahan	to Lahan	Panjang Saluran	Kecepatan V	t <sub>r</sub>	t <sub>c</sub>	t <sub>c</sub>	t <sub>c</sub> maks
			(n <sub>a</sub> )	L <sub>0</sub> (m)	S <sub>o</sub>	(menit)	(m)	(m/dt)	(menit)	(menit)	(jam)	(jam)
		SAL 3'-5'	-	-	-	129.388				129.851	2.1642	

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.20 Debit Banjir Rencana (Q) Saluran *Surface Drainage*

Saluran	Manhole	Kode Area	Tipe Permukaan	R <sub>24</sub>	I	C	Luas Lahan (km <sup>2</sup> )	Σ(C.A)	Luas Lahan Total (km <sup>2</sup> )	C gabungan	Debit Q (m <sup>3</sup> /dt)
			(n <sub>a</sub> )	(mm/jam)	(mm/jam)						
tersier	0-1	A	0.02	190.765	130.255	0.8	0.000138	0.000166	0.000617	0.27	0.0060
		H1	0.2			0.2	0.000080				
		R1	0.4			0.1	0.000399				
tersier	1-2	H2	0.2		106.237	0.2	0.000535	0.001676	0.002905	0.58	0.0495
		B	0.02			0.8	0.001753				
		H3	0.2			0.2	0.000251				
tersier	2-3	R3	0.4		96.796	0.1	0.000063	0.001996	0.003647	0.55	0.0537
		C	0.02			0.8	0.000316				
		R4	0.4			0.1	0.000112				
		-	-			-	-				
tersier	3-9	-	-		95.904	-	0.003647	0.001996	0.003647	0.55	0.0532
tersier	0-4	A	0.02		122.694	0.8	0.000178	0.000316	0.001809	0.17	0.0108
		H1	0.2			0.2	0.000100				
		R1	0.4			0.1	0.000829				
		R2	0.4			0.1	0.000702				
		-	-			-	-				
tersier	4-5	-	-		120.340	-	0.001809	0.000316	0.001809	0.17	0.0106
tersier	5-6	H1	0.2		113.471	0.2	0.000203	0.000750	0.002732	0.27	0.0237
		E	0.02			0.8	0.000460				
		R2	0.4			0.1	0.000260				
		F	0.02			0.9	0.000812				
tersier	6-7	H4	0.2		105.915	0.2	0.000225	0.001526	0.003769	0.40	0.0449
		H4	0.2			0.2	0.000063				
		R4	0.4			0.1	0.000185				
tersier	7-8	D	0.02		102.743	0.8	0.000354	0.001840	0.004371	0.42	0.0526
		SAL 5'-8				-	0.013430				
		SAL 7-8				-	0.004371				
tersier	8-9				39.395	-	-	0.010688	0.018237	0.59	0.1170

Saluran	Manhole	Kode Area	Tipe Permukaan	R <sub>24</sub>	I	C	Luas Lahan	Σ(C.A)	Luas Lahan Total	C gabungan	Debit Q
			(n <sub>a</sub> )	(mm/jam)	(mm/jam)		(km <sup>2</sup> )		(km <sup>2</sup> )		
		H4	0.2			0.2	0.000120				
		R4	0.4			0.1	0.000108				
		D	0.02			0.8	0.000208				
tersier	9-10	SAL 8-9				-	0.018237				
		SAL 3-9				-	0.003647				
		R4	0.4			0.1	0.000616				
tersier	12-10	R3	0.4		95.762	0.1	0.001610	0.000236	0.002357	0.10	0.0063
		R4	0.4			0.1	0.000747				
tersier	10-11	SAL 9-10			39.077	-	0.022500	0.012981	0.024857	0.52	0.1410
		SAL 12-10				-	0.002357				

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.21 Debit Banjir Rencana Saluran (Q) *Subsurface Drainage*

Saluran	Manhole	Kode Area	Tipe Permukaan	R <sub>24</sub>	I	C	Luas Lahan	Σ(C.A)	Luas Lahan Total	C gabungan	Debit Q
			(n <sub>a</sub> )	(mm/jam)	(mm/jam)		(km <sup>2</sup> )		(km <sup>2</sup> )		
tersier	1'-2'	G1	0.4	190.765	136.981	0.1	0.00072	0.000142	0.001065	0.13	0.0054
		L1	0.1			0.2	0.00035				
tersier	0'-2'	Z	0.4		41.877	1	0.00390	0.003904	0.003904	1.00	0.0454
tersier	2'-3'	SAL 1'-2'	-		40.670	-	0.00107	0.004181	0.005649	0.74	0.0473
		SAL 0'-2'	-			-	0.00390				
		L2	0.1			0.2	0.00068				
tersier	3'-5'	SAL 2'-3'	-		39.625	-	0.00565	0.004465	0.007781	0.57	0.0492
		G2	0.4			0.1	0.00143				
		L3	0.1			0.2	0.00070				
tersier	1'-4'	G1	0.4		136.981	0.1	0.00072	0.000142	0.001065	0.13	0.0054
		L1	0.1			0.2	0.00035				
tersier	0'-4'	Z	0.4		41.877	1	0.00390	0.003904	0.003904	1.00	0.0454
tersier	4'-5'	SAL 1'-4'	-		40.670	-	0.00107	0.004181	0.005649	0.74	0.0473
		SAL 0'-4'	-			-	0.00390				
		L4	0.1			0.2	0.00068				
tersier	5'-8	SAL 4'-5'	-		39.531	-	0.00565	0.008646	0.013430	0.64	0.0950
		SAL 3'-5'	-			-	0.00778				

Sumber: Perhitungan

### 4.3 Analisis Hidrolika

#### 4.3.1. Analisis *Subsurface Drainage*

##### 4.3.1.1 Jarak Pipa Drain

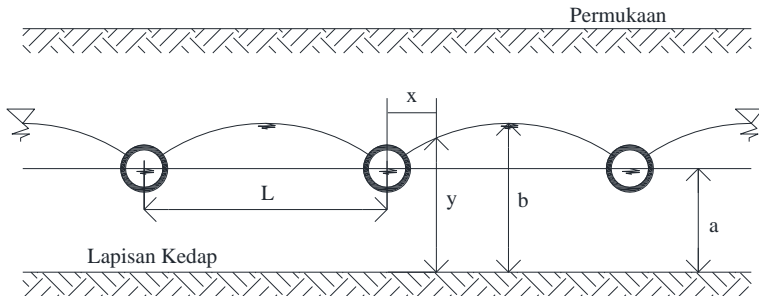
Suatu sistem drainase dimana jarak antara pipa L meter, di atas *impervious layer* setinggi a, dan b adalah ketinggian maksimum *water table* di atas *impervious layer*.

Hukum Darcy:

$$Q_y = K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx}$$

Dimana:

$Q_y$  = debit yang melewati penampang y. per unit panjang.



Gambar 4.3 Sket Definisi Penentuan Jarak Pipa Drain

Data-data perencanaan:

- Jarak *impervious layer* terhadap permukaan tanah = 4 m
- Kedalaman pipa dari permukaan tanah = 0,6 m
- Koefisien permeabilitas tanah  $K = 50$  mm/jam
- Laju infiltrasi tanah  $v = 100$  mm/jam
- Selisih muka air tanah maksimum = 0,3 m

Dengan menggunakan rumus Dupuit:

$$K = 50 \text{ mm/jam} = 5 \text{ cm/jam}$$

$$v = 100 \text{ mm/jam} = 10 \text{ cm/jam}$$

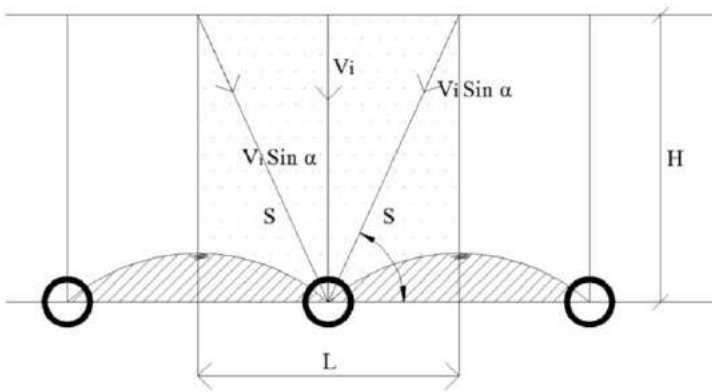
$$a = 4 - 0,6 = 3,4 \text{ m}$$

$$b = 3,4 + 0,3 = 3,7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 L &= 2 \sqrt{\frac{K}{v} (b^2 - a^2)} \\
 &= 2 \sqrt{\frac{5}{10} (3,7^2 - 3,4^2)} \\
 &= 2,06 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Jadi jarak antar pipa drain dipakai 2 m.

#### 4.3.1.2 Kapasitas Pipa Drain



Gambar 4.4 Sket Definisi Penentuan Kemampuan Pipa

Daya resap tanah:

$q_1 = n \cdot V_i$  = laju infiltrasi (mm/hari) → untuk luasan  $1 \times 1 \text{ m}^2$

$V_i$  = kecepatan resap (mm/hari)

$V_i \sin \alpha$  = kecepatan searah S

$n$  = porositas

Kemampuan sistem drain:

$$\left. \begin{aligned}
 \tan \alpha &= \frac{H}{0,5 L} \\
 S &= \frac{H}{\sin \alpha} \\
 t &= \frac{S}{V_i \sin \alpha}
 \end{aligned} \right\} t = \frac{H}{V_i \sin^2 \alpha}$$

Data-data dari perencanaan sebelumnya:

- Kedalaman pipa = 0,6 m
- Jarak antar pipa drain = 2 m
- Panjang pipa drain = 37,6 m
- Laju infiltrasi = 100 mm/jam
- Porositas tanah = 0,31

Penentuan kapasitas pipa drain:

$$H = 0,6 \text{ m}$$

$$q_1 = 100 \text{ mm/jam}$$

$$n = 0,31$$

Kecepatan resap:

$$V_i = \frac{q_1}{n} \\ = \frac{100}{0,31} = 322,58 \text{ mm/jam}$$

$$L = 2 \text{ m}$$

$$P = 37,6 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{\frac{0,5 L}{0,6}} \\ = \frac{0,6}{0,5 \cdot 2} = 0,6 \\ \alpha = 30,96^\circ$$

$$\sin^2 \alpha = 0,26$$

Debit yang dialirkan oleh pipa untuk setiap satuan luas permukaan tanah:

$$q = 4/5 \cdot n \cdot V_i \cdot \sin^2 \alpha \\ = 4/5 \times 0,31 \times 322,58 \times 0,26 \\ = 20,8 \text{ mm/jam} \\ = 20,8 \times 2,778 \\ = 57,782 \text{ l/dt/ha}$$

$$\text{Catatan: mm/jam/ha} = 0,01 \text{ (dm)} / 3600 \text{ (dt)} / 10^6 \text{ (dm}^2\text{)} \\ = 0,01 / (3600 \times 10^6) = 2,778 \text{ l/dt/ha}$$

Untuk panjang pipa 37,6 m dengan jarak pipa 2 m, debit yang dialirkan adalah:

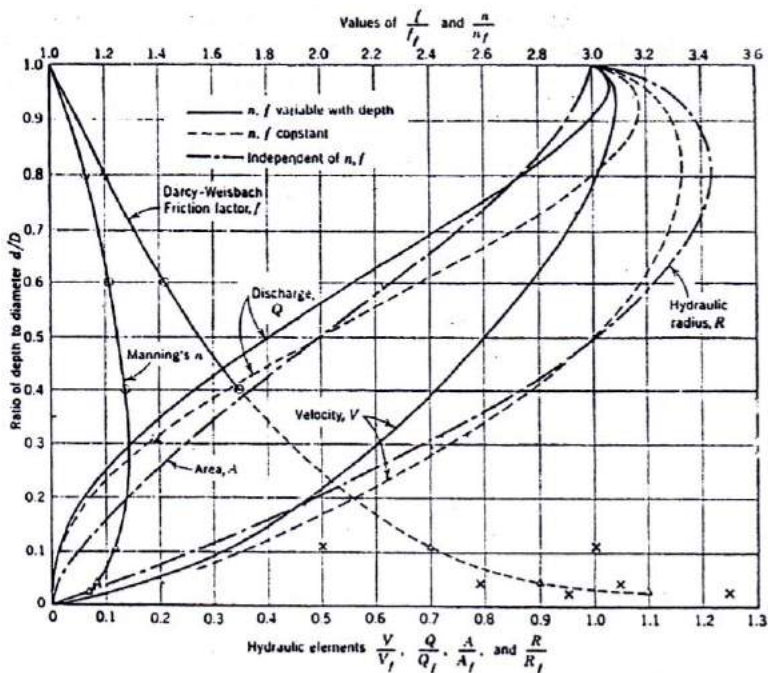


$$\begin{aligned}
 Q &= q.L.P \\
 &= 57,782 \times 2 \times 37,6 \times \frac{1}{10000} \\
 &= 0,435 \text{ l/dt}
 \end{aligned}$$

Jadi kapasitas pipa drain *subsurface drainage* di lapangan sepakbola adalah 0,435 l/dt.

#### 4.3.1.3 Diameter Pipa Drain

Perhitungan diameter pipa dapat dilakukan dengan menggunakan grafik berikut dimana notasi dengan subskrip “f” menunjukkan kondisi yang ada. Grafik tersebut dapat dipakai untuk menghitung parameter hidrolis untuk harga koefisien manning (n) yang tidak tergantung pada kedalaman, dan yang tergantung pada kedalaman aliran.



Gambar 4.5 Elemen hidrolis saluran penampang lingkaran/pipa

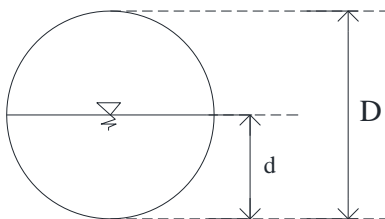
Tabel 4.22 Elemen Hidrolik Pipa

Kedalaman d/D	Luas A/A <sub>f</sub>	Radius Hidrolik			Kecepatan V/V <sub>f</sub>	Debit Q/Q <sub>f</sub>	Roughness
		R/R <sub>f</sub>	R <sub>r</sub> /R	(R/R <sub>f</sub> ) <sup>1/8</sup>	For n/n <sub>f</sub> = 1,0		n/n <sub>f</sub>
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,00
0,900	0,949	1,192	0,839	1,030	1,124	1,066	0,94
0,800	0,858	1,217	0,822	1,033	1,140	0,988	0,88
0,700	0,748	1,185	0,843	1,029	1,120	0,838	0,85
0,600	0,626	1,110	0,900	1,018	1,072	0,671	0,83
0,500	0,500	1,000	1,000	1,000	1,000	0,500	0,81
0,400	0,373	0,857	1,170	0,975	0,902	0,337	0,79
0,300	0,525	0,684	1,460	0,939	0,776	0,196	0,78
0,200	0,143	0,482	2,070	0,886	0,615	0,088	0,79
0,100	0,052	0,254	3,940	0,796	0,401	0,021	0,82
0,000	0,000	-	-	-	-	0,000	-

Sumber: *Water and Wastewater Engineering, Gordon M. Fair, John Geyer and Daniel A. Okun.*

Perencanaan diameter pipa drain lapangan sepakbola.

Data-data perencanaan:



$$\begin{aligned}
 Q &= 0,435 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{dt} \\
 d/D &= 0,5 \\
 n &= 0,013 \text{ (Tabel 2.3)} \\
 S &= 0,002
 \end{aligned}$$

Gambar 4.6 Penampang Lingkaran Pipa Drain

Penyelesaian dengan menggunakan grafik pada Gambar 4.5

$$\frac{d}{D} = 0,5 \approx \frac{Q}{Q_f} = 0,5$$

$$Q_f = \frac{Q}{0,5} \approx Q_f = \frac{0,435 \cdot 10^{-3}}{0,5} = 8,7 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{1/4 \pi D^2}{\pi D} = 1/4 D$$

$$\begin{aligned} Q_f &= V_f \cdot A_f \\ &= \frac{1}{n} (1/4 D_f)^{2/3} S^{1/2} (1/4 \pi D_f^2) \\ &= \frac{1}{0,013} (1/4 D_f)^{2/3} 0,002^{1/2} (1/4 \pi D_f^2) \\ &= 0,675 D_f^{8/3} \\ D_f &= \left( \frac{8,7 \cdot 10^{-4}}{0,675} \right)^{3/8} \\ &= 0,082 \text{ m} \approx 0,10 \text{ m} \end{aligned}$$

Jadi diameter pipa drain yang digunakan di lapangan sepakbola adalah 0,10 m

#### 4.3.2. Analisis *Surface Drainage*

Analisis *surface drain* diperlukan untuk merencanakan dimensi saluran pada sisi lapangan, agar dapat mengalirkan air limpasan dengan baik. Analisis ini menggunakan konsep  $Q_{\text{hidrologi}} = Q_{\text{hidrolika}}$ , sehingga debit limpasan dari *catchment area* yang sudah ditentukan dapat ditampung oleh saluran dengan dimensi yang telah direncanakan. Berikut merupakan contoh perhitungan dimensi untuk saluran 0-1 di dalam stadion:

$$\begin{aligned} Q_{\text{hidrologi}} &= 0,00602 \text{ m}^3/\text{dt} \\ b &= 0,30 \text{ m} \\ h_{\text{rencana}} &= 0,105 \text{ m (trial and error)} \\ S_{\text{rencana}} &= 0,0003 \\ n_{\text{manning}} &= 0,014 \text{ (saluran beton)} \\ \text{tinggi jagaan (w)} &= 0,25 \text{ m} \end{aligned}$$

Luas penampang basah saluran(A)

$$\begin{aligned} A &= b \times h \\ &= 0,3 \times 0,105 = 0,032 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Keliling basah saluran (P)

$$\begin{aligned} P &= b + (2 \times h) \\ &= 0,3 + (2 \times 0,105) \\ &= 0,510 \text{ m} \end{aligned}$$

Jari-jari hidrolis (R)

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ &= \frac{0,032}{0,510} = 0,0618 \text{ m} \end{aligned}$$

Kecepatan air pada saluran (V)

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \\ &= \frac{1}{0,014} \cdot 0,0618^{2/3} \cdot 0,0003^{1/2} \\ &= 0,193 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

Debit hidrolika saluran:

$$\begin{aligned} Q_{\text{hidrolika}} &\geq Q_{\text{hidrologi}} \\ V \times A &\geq 0,00602 \\ 0,193 \times 0,032 &\geq 0,00602 \\ 0,00609 \text{ m}^3/\text{dt} &\geq 0,00602 \text{ m}^3/\text{dt} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

Jadi dimensi rencana aman untuk menampung limpasan debit hidrologi yang terjadi.

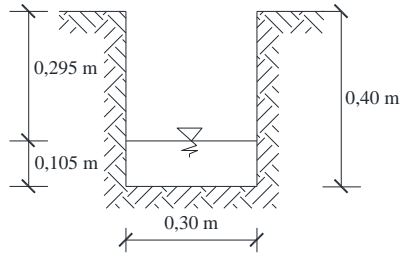
Tinggi saluran (H)

$$\begin{aligned} H &= h + w \\ &= 0,105 + 0,25 \\ &= 0,355 \text{ m} \rightarrow 0,40 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan dimensi saluran sebagai berikut:

$$\begin{aligned} b &= 0,30 \text{ m} \\ h &= 0,105 \text{ m} \\ H &= 0,40 \text{ m} \end{aligned}$$

Saluran menggunakan U-Ditch ukuran 30x40x120 (lebar x tinggi x panjang)



Gambar 4.7 Dimensi Saluran 0-1

Perhitungan dimensi saluran *surface* dan *subsurface* dapat dilihat pada Tabel 4.23, Tabel 4.24

Tabel 4.23 Dimensi Rencana Saluran *Surface Drainage* Stadion

Saluran	Manhole	b	h	A	P	R	s	n	V	Q Hidrolika	t <sub>0</sub>	t <sub>f</sub>	t <sub>c</sub>	t <sub>c</sub>	I	Q Hidrologi	Δ Q	w	H Sal
		(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)		manning	(m/dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	(menit)	(menit)	(menit)	(jam)	(mm/jam)	(m <sup>3</sup> /dt)		(m)	(m)
tersier	0-1	0.30	0.105	0.032	0.510	0.0618	0.0003	0.014	0.193	0.00609	21.039	0.672	21.712	0.3619	130.255	0.00602	0.0001	0.25	0.40
tersier	1-2	0.50	0.302	0.151	1.104	0.1368	0.0003	0.014	0.328	0.04959	21.712	7.764	29.476	0.4913	106.237	0.04949	0.0001	0.25	0.60
tersier	2-3	0.50	0.321	0.161	1.142	0.1405	0.0003	0.014	0.334	0.05368	29.476	4.415	33.891	0.5649	96.796	0.05372	0.0000	0.25	0.60
tersier	3-9	0.50	0.320	0.160	1.140	0.1404	0.0003	0.014	0.334	0.05346	33.891	0.474	34.365	0.5728	95.904	0.05322	0.0002	0.25	0.60
tersier	0-4	0.30	0.160	0.048	0.620	0.0774	0.0003	0.014	0.225	0.01079	22.963	0.786	23.749	0.3958	122.694	0.01076	0.0000	0.20	0.40
tersier	4-5	0.30	0.158	0.047	0.616	0.0769	0.0003	0.014	0.224	0.01061	23.749	0.700	24.449	0.4075	120.340	0.01055	0.0001	0.20	0.40
tersier	5-6	0.50	0.175	0.087	0.849	0.1028	0.0003	0.014	0.271	0.02368	24.449	2.253	26.703	0.4450	113.471	0.02366	0.0000	0.30	0.50
tersier	6-7	0.50	0.280	0.140	1.061	0.1322	0.0003	0.014	0.321	0.04500	26.703	2.908	29.610	0.4935	105.915	0.04493	0.0001	0.30	0.60
tersier	7-8	0.50	0.316	0.158	1.132	0.1396	0.0003	0.014	0.333	0.05258	29.610	1.382	30.992	0.5165	102.743	0.05256	0.0000	0.25	0.60
tersier	8-9	1.00	0.292	0.292	1.584	0.1844	0.0003	0.014	0.401	0.11707	129.851	0.674	130.525	2.1754	39.395	0.11705	0.0000	0.70	1.00
tersier	9-10	1.00	0.329	0.329	1.659	0.1986	0.0003	0.014	0.421	0.13871	130.525	1.243	131.767	2.1961	39.146	0.13870	0.0000	0.65	1.00
tersier	12-10	0.30	0.108	0.032	0.516	0.0628	0.0003	0.014	0.195	0.00633	24.507	9.934	34.442	0.5740	95.762	0.00627	0.0001	0.25	0.40
tersier	10-11	1.00	0.333	0.333	1.667	0.2000	0.0003	0.014	0.423	0.14108	131.767	0.351	132.118	2.2020	39.077	0.14102	0.0001	0.65	1.00

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.24 Dimensi Rencana Saluran *Subsurface Drainage* Stadion

Saluran	Manhole	b	h	A	P	R	s	n	V	Q Hidrolika	t <sub>0</sub>	t <sub>f</sub>	t <sub>c</sub>	t <sub>c</sub>	I	Q Hidrologi	Δ Q	w	H Sal
		(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)		manning	(m/dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	(menit)	(menit)	(menit)	(jam)	(mm/jam)	(m <sup>3</sup> /dt)		(m)	(m)
tersier	1'-2'	0.30	0.096	0.029	0.493	0.0586	0.0003	0.014	0.187	0.00540	15.760	4.373	20.133	0.3355	136.981	0.00539	0.00001	0.20	0.30
tersier	0'-2'						0.002		0.255		116.637	2.458	119.095	1.9849	41.877	0.04545			
tersier	2'-3'	0.50	0.291	0.146	1.082	0.1345	0.0003	0.014	0.325	0.04729	119.095	5.337	124.431	2.0739	40.670	0.04728	0.00001	0.50	0.80
tersier	3'-5'	0.50	0.300	0.150	1.100	0.1364	0.0003	0.014	0.328	0.04919	124.431	4.957	129.388	2.1565	39.625	0.04918	0.00000	0.45	0.80
tersier	1'-4'	0.30	0.096	0.029	0.493	0.0586	0.0003	0.014	0.187	0.00540	15.760	4.373	20.133	0.3355	136.981	0.00539	0.00001	0.20	0.30
tersier	0'-4'						0.002		0.255		116.637	2.458	119.095	1.9849	41.877	0.04545			
tersier	4'-5'	0.50	0.291	0.146	1.082	0.1345	0.0003	0.014	0.325	0.04729	119.095	5.337	124.431	2.0739	40.670	0.04728	0.00001	0.50	0.80
tersier	5'-8	0.80	0.308	0.246	1.416	0.1740	0.0003	0.014	0.386	0.09502	129.388	0.462	129.851	2.1642	39.531	0.09502	0.00000	0.45	0.80

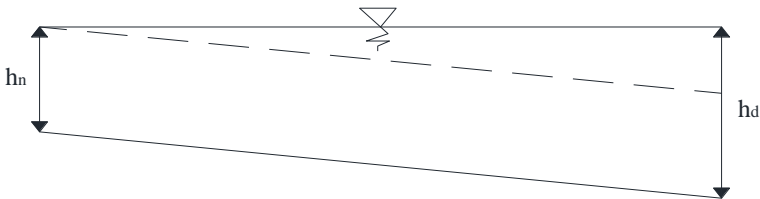
Sumber: Perhitungan

Keterangan:

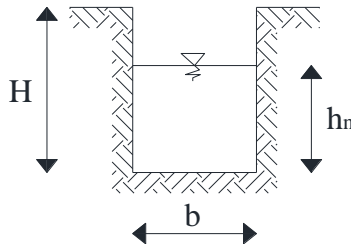
Saluran 0' – 2' dan 0' – 4' pada *subsurface drainage* merupakan saluran pipa

#### 4.3.3. Analisis Profil Muka Air

Analisis profil muka air diperlukan untuk mengetahui agar saluran bisa tetap mengalirkan air limpasan dan tidak terjadi peluapan. Analisis profil juga diperlukan untuk menentukan elevasi outlet kolam tampung. Untuk perhitungan analisis profil muka air dihitung dengan Metode Tahapan Langsung (*Direct Step Method*) dari buku Ir. Anggrahini, Msc. Hidrolika Saluran Terbuka, 1996.



Gambar 4.8 Sket Penampang Memanjang Profil Muka Air Saluran



Gambar 4.9 Sket Penampang Melintang Profil Muka Air Saluran

Untuk perhitungan muka air saluran dapat dilihat pada Tabel 4.25 sampai Tabel 4.32, dengan penjelasan sebagai berikut:

- Kolom 1 : kedalaman aliran (m)
- Kolom 2 : luas penampang aliran ( $\text{m}^2$ ) untuk tiap kedalaman aliran pada kolom 1
- Kolom 3 : keliling basah saluran (m)
- Kolom 4 : jari-jari hidraulik (m)
- Kolom 5 : jari-jari hidraulik pangkat  $4/3$

- Kolom 6 : kecepatan rata-rata aliran (m/dt) diperoleh dari debit dibagi luas (  $\bar{u}=Q/A$  )
- Kolom 7 : tinggi kecepatan (m), dengan nilai gravitasi  $g= 9,81 \text{ m}^2/\text{dt}$
- Kolom 8 : energi spesifik (m) diperoleh dari kedalaman aliran ditambah tinggi kecepatan
- Kolom 9 : perubahan tinggi energi (m) yaitu selisih tinggi energi dari satu penampang dengan penampang sebelumnya
- Kolom 10 : kemiringan geser atau kemiringan garis energi yang dihitung dengan menggunakan persamaan:  

$$i_f = \frac{\bar{u}^2 n^2}{R^{4/3}}$$
 , dimana  $\bar{u}$  adalah kecepatan aliran dari kolom 6 dan  $R^{4/3}$  dari kolom 5
- Kolom 11 : kemiringan geser rata-rata antara penampang aliran dari tiap langkah, yaitu harga rata-rata dari kemiringan geser yang bersangkutan dengan kemiringan geser penampang sebelumnya
- Kolom 12 : selisih kemiringan dasar saluran  $i_b$  dengan kemiringan geser rata-rata  $i_f$
- Kolom 13 : panjang penggal saluran (m) diantara dua penampang aliran yang berurutan, didapat dari persamaan  

$$\Delta x = \frac{\Delta E}{i_b - i_f}$$
 dengan  $\Delta E$  dari kolom 9 dibagi dengan kolom 12
- Kolom 14 : jarak penampang yang ditinjau terhadap lokasi penampang kontrol



Data perencanaan saluran 9 - 8:

$$\begin{aligned} Q &= 0,117 \text{ m}^3/\text{dt} & n &= 0,014 \\ b &= 1,0 \text{ m} & L_s &= 16,20 \text{ m} \\ H &= 1,0 \text{ m} & h_d &= 0,329 \text{ m} \\ i &= 0,0003 & g &= 9,81 \text{ m}^2/\text{dt} \end{aligned}$$

Tabel 4.25 Analisis Profil Muka Air Saluran 9 - 8

h	A	P	R	$R^{4/3}$	$\bar{u}$	$\bar{u}^2/2g$	E	$\Delta E$	$i_f$	$\bar{i}_f$	$i_b - \bar{i}_f$	$\Delta x$	x
m	m <sup>2</sup>	m	m	m	m/dt	m	m	m				m	m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
0.329	0.329	1.659	0.1986	0.1159	0.355	0.0064	0.33584		0.00021				
0.329	0.329	1.657	0.1983	0.1156	0.356	0.0065	0.33507	0.00077	0.00022	0.00021	0.00009	8.98	8.98
0.328	0.328	1.656	0.1980	0.1154	0.357	0.0065	0.33444	0.00062	0.00022	0.00022	0.00008	7.41	16.28

Sumber: Perhitungan

h pada jarak 16,28 m dari hilir saluran 8 – 9 adalah 0,328 m

Data perencanaan saluran 5' – 4':

$Q = 0,047 \text{ m}^3/\text{dt}$        $n = 0,014$   
 $b = 0,50 \text{ m}$        $L_s = 104 \text{ m}$   
 $H = 0,80 \text{ m}$        $h_d = 0,308 \text{ m}$   
 $i = 0,0003$        $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{dt}$

Tabel 4.26 Analisis Profil Muka Air Saluran 5' – 4'

h	A	P	R	$R^{4/3}$	$\bar{u}$	$\bar{u}^2/2g$	E	$\Delta E$	$i_f$	$\bar{i}_f$	$i_b - \bar{i}_f$	$\Delta x$	x
m	$\text{m}^2$	m	m	m	m/dt	m	m	m				m	m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
0.308	0.154	1.116	0.1380	0.0713	0.307	0.0048	0.31282		0.00026				
0.308	0.154	1.115	0.1379	0.0712	0.308	0.0048	0.31233	0.00048	0.00026	0.00026	0.00004	12.02	12.02
0.307	0.154	1.114	0.1378	0.0712	0.308	0.0048	0.31185	0.00048	0.00026	0.00026	0.00004	12.36	24.39
0.307	0.153	1.113	0.1377	0.0711	0.309	0.0049	0.31136	0.00048	0.00026	0.00026	0.00004	12.72	37.10
0.306	0.153	1.112	0.1376	0.0710	0.309	0.0049	0.31088	0.00048	0.00026	0.00026	0.00004	13.10	50.20
0.306	0.153	1.111	0.1375	0.0710	0.310	0.0049	0.31039	0.00048	0.00026	0.00026	0.00004	13.51	63.71
0.305	0.153	1.110	0.1374	0.0709	0.310	0.0049	0.30991	0.00048	0.00027	0.00027	0.00003	13.94	77.65
0.305	0.152	1.109	0.1373	0.0708	0.311	0.0049	0.30943	0.00048	0.00027	0.00027	0.00003	14.41	92.06
0.304	0.152	1.108	0.1372	0.0708	0.311	0.0049	0.30903	0.00040	0.00027	0.00027	0.00003	12.19	104.25

Sumber: Perhitungan

h pada jarak 104,25 m dari hilir saluran 4' – 5' adalah 0,304 m

Data perencanaan saluran 5' – 3':

$Q = 0,049 \text{ m}^3/\text{dt}$        $n = 0,014$   
 $b = 0,50 \text{ m}$        $L_s = 97,50 \text{ m}$   
 $H = 0,80 \text{ m}$        $h_d = 0,308 \text{ m}$   
 $i = 0,0003$        $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{dt}$

Tabel 4.27 Analisis Profil Muka Air Saluran 5' – 3'

h	A	P	R	$R^{4/3}$	$\bar{u}$	$\bar{u}^2/2g$	E	$\Delta E$	$i_f$	$\bar{i}_f$	$i - \bar{i}_f$	$\Delta x$	x
m	m <sup>2</sup>	m	m	m	m/dt	m	m	m				m	m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
0.308	0.154	1.116	0.1380	0.0713	0.319	0.0052	0.31321		0.00028				
0.308	0.154	1.115	0.1379	0.0712	0.320	0.0052	0.31273	0.00048	0.00028	0.00028	0.00002	25.37	25.37
0.307	0.154	1.114	0.1378	0.0712	0.320	0.0052	0.31224	0.00048	0.00028	0.00028	0.00002	27.06	52.43
0.307	0.153	1.113	0.1377	0.0711	0.321	0.0053	0.31176	0.00048	0.00028	0.00028	0.00002	28.99	81.42
0.306	0.153	1.112	0.1376	0.0711	0.321	0.0053	0.31151	0.00025	0.00028	0.00028	0.00002	16.08	97.50

Sumber: Perhitungan

h pada jarak 97,50 m dari hilir saluran 3' – 5' adalah 0,306 m

Data perencanaan saluran 3' – 2':

$$\begin{aligned} Q &= 0,047 \text{ m}^3/\text{dt} & n &= 0,014 \\ b &= 0,50 \text{ m} & L_s &= 104 \text{ m} \\ H &= 0,80 \text{ m} & h_d &= 0,306 \text{ m} \\ i &= 0,0003 & g &= 9,81 \text{ m}^2/\text{dt} \end{aligned}$$

Tabel 4.28 Analisis Profil Muka Air Saluran 3' – 2'

h	A	P	R	$R^{4/3}$	$\bar{u}$	$\bar{u}^2/2g$	E	$\Delta E$	$i_f$	$\bar{i}_f$	$i - \bar{i}_f$	$\Delta x$	x
m	m <sup>2</sup>	m	m	m	m/dt	m	m	m				m	m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
0.306	0.153	1.112	0.1376	0.0711	0.309	0.0049	0.31111		0.00026				
0.305	0.153	1.110	0.1374	0.0709	0.310	0.0049	0.31014	0.00097	0.00027	0.00026	0.00004	27.03	27.03
0.304	0.152	1.108	0.1372	0.0708	0.311	0.0049	0.30917	0.00097	0.00027	0.00027	0.00003	28.84	55.88
0.303	0.152	1.106	0.1370	0.0706	0.312	0.0050	0.30821	0.00097	0.00027	0.00027	0.00003	30.94	86.82
0.303	0.151	1.105	0.1369	0.0706	0.312	0.0050	0.30767	0.00053	0.00027	0.00027	0.00003	18.05	104.87

Sumber: Perhitungan

h pada jarak 104,87 m dari hilir saluran 2' – 3' adalah 0,303 m

Data perencanaan saluran 7 – 6:

$$\begin{aligned} Q &= 0,045 \text{ m}^3/\text{dt} & n &= 0,014 \\ b &= 0,50 \text{ m} & L_s &= 56 \text{ m} \\ H &= 0,60 \text{ m} & h_d &= 0,316 \text{ m} \\ i &= 0,0003 & g &= 9,81 \text{ m}^2/\text{dt} \end{aligned}$$

Tabel 4.29 Analisis Profil Muka Air Saluran 7 – 6

h	A	P	R	$R^{4/3}$	$\bar{u}$	$\bar{u}^2/2g$	E	$\Delta E$	$i_f$	$\bar{i}_f$	$i - \bar{i}_f$	$\Delta x$	x
m	m <sup>2</sup>	m	m	m	m/dt	m	m	m				m	m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
0.316	0.158	1.132	0.1396	0.0724	0.285	0.0041	0.32004		0.00022				
0.315	0.157	1.130	0.1394	0.0723	0.286	0.0042	0.31906	0.00097	0.00022	0.00022	0.00008	12.28	12.28
0.314	0.157	1.128	0.1392	0.0721	0.287	0.0042	0.31809	0.00097	0.00022	0.00022	0.00008	12.57	24.85
0.313	0.156	1.126	0.1390	0.0720	0.288	0.0042	0.31712	0.00097	0.00023	0.00022	0.00008	12.87	37.72
0.312	0.156	1.124	0.1388	0.0718	0.289	0.0042	0.31614	0.00097	0.00023	0.00023	0.00007	13.19	50.92
0.312	0.156	1.123	0.1387	0.0718	0.289	0.0043	0.31576	0.00039	0.00023	0.00023	0.00007	5.37	56.29

Sumber: Perhitungan

h pada jarak 56,29 m dari hilir saluran 6 – 7 adalah 0,312 m

Data perencanaan saluran 6– 5

$$\begin{aligned} Q &= 0,024 \text{ m}^3/\text{dt} & n &= 0,014 \\ b &= 0,50 \text{ m} & L_s &= 36,7 \text{ m} \\ H &= 0,50 \text{ m} & h_d &= 0,212 \text{ m} \\ i &= 0,0003 & g &= 9,81 \text{ m}^2/\text{dt} \end{aligned}$$

Tabel 4.30 Analisis Profil Muka Air Saluran 6 – 5

h	A	P	R	$R^{4/3}$	$\bar{u}$	$\bar{u}^2/2g$	E	$\Delta E$	$i_f$	$\bar{i}_f$	$i - \bar{i}_f$	$\Delta x$	x
m	m <sup>2</sup>	m	m	m	m/dt	m	m	m				m	m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
0.212	0.106	0.923	0.1146	0.0556	0.224	0.0026	0.21406		0.00018				
0.210	0.105	0.919	0.1140	0.0553	0.226	0.0026	0.21211	0.00195	0.00018	0.00018	0.00012	16.12	16.12
0.208	0.104	0.915	0.1134	0.0549	0.228	0.0027	0.21016	0.00195	0.00019	0.00018	0.00012	16.76	32.88
0.207	0.104	0.914	0.1133	0.0548	0.229	0.0027	0.20972	0.00044	0.00019	0.00019	0.00011	3.87	36.75

Sumber: Perhitungan

h pada jarak 36,75 m dari hilir saluran 5 – 6 adalah 0,207 m

Data perencanaan saluran 2 – 1

$Q = 0,049 \text{ m}^3/\text{dt}$        $n = 0,014$   
 $b = 0,50 \text{ m}$        $L_s = 153 \text{ m}$   
 $H = 0,60 \text{ m}$        $h_d = 0,321 \text{ m}$   
 $i = 0,0003$        $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{dt}$

Tabel 4.31 Analisis Profil Muka Air Saluran 2 – 1

h	A	P	R	$R^{4/3}$	$\bar{u}$	$\bar{u}^2/2g$	E	$\Delta E$	$i_f$	$\bar{i}_f$	$i_b - \bar{i}_f$	$\Delta x$	x
m	$\text{m}^2$	m	m	m	m/dt	m	m	m				m	m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
0.321	0.161	1.142	0.1405	0.0731	0.309	0.0049	0.32587		0.00026				
0.320	0.160	1.140	0.1404	0.0729	0.310	0.0049	0.32490	0.00097	0.00026	0.00026	0.00004	22.61	22.61
0.319	0.160	1.138	0.1402	0.0728	0.311	0.0049	0.32393	0.00097	0.00026	0.00026	0.00004	23.76	46.38
0.318	0.159	1.136	0.1400	0.0727	0.312	0.0050	0.32296	0.00097	0.00026	0.00026	0.00004	25.05	71.43
0.317	0.159	1.134	0.1398	0.0725	0.313	0.0050	0.32199	0.00097	0.00026	0.00026	0.00004	26.51	97.93
0.316	0.158	1.132	0.1396	0.0724	0.314	0.0050	0.32102	0.00097	0.00027	0.00027	0.00003	28.16	126.09
0.315	0.158	1.130	0.1394	0.0723	0.315	0.0051	0.32005	0.00097	0.00027	0.00027	0.00003	30.06	156.16

Sumber: Perhitungan

h pada jarak 156,16 m dari hilir saluran 1 – 2 adalah 0,315 m

Data perencanaan saluran 1 – 0

$$\begin{aligned} Q &= 0,006 \text{ m}^3/\text{dt} & n &= 0,014 \\ b &= 0,30 \text{ m} & L_s &= 34,5 \text{ m} \\ H &= 0,40 \text{ m} & h_d &= 0,117 \text{ m} \\ i &= 0,0003 & g &= 9,81 \text{ m}^2/\text{dt} \end{aligned}$$

Tabel 4.32 Analisis Profil Muka Air Saluran 1 – 0

h	A	P	R	$R^{4/3}$	$\bar{u}$	$\bar{u}^2/2g$	E	$\Delta E$	$i_f$	$\bar{i}_f$	$i_b - \bar{i}_f$	$\Delta x$	x
m	m <sup>2</sup>	m	m	m	m/dt	m	m	m				m	m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
0.117	0.035	0.534	0.0657	0.0265	0.173	0.0015	0.11853		0.00022				
0.116	0.035	0.533	0.0655	0.0264	0.175	0.0016	0.11785	0.00068	0.00023	0.00022	0.00008	8.99	8.99
0.116	0.035	0.531	0.0653	0.0263	0.176	0.0016	0.11717	0.00068	0.00023	0.00023	0.00007	9.46	18.45
0.115	0.034	0.530	0.0651	0.0262	0.177	0.0016	0.11649	0.00068	0.00023	0.00023	0.00007	9.98	28.43
0.114	0.034	0.529	0.0649	0.0261	0.177	0.0016	0.11600	0.00049	0.00024	0.00024	0.00006	7.50	35.93

Sumber: Perhitungan

h pada jarak 35,93 m dari hilir saluran 6 – 7 adalah 0,114 m



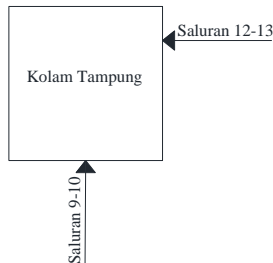
#### 4.3.4. Analisis Kolam Tampung

Kolam tampung direncanakan untuk menampung sementara air limpasan dari stadion, sebelum dialirkan keluar kesaluran kota. Karena dalam perencanaan sistem drainase stadion ini memakai konsep *zero ΔQ*, maka debit yang dialirkan keluar saluran kota dari stadion setelah pembangunan tidak boleh lebih dari debit sebelum pembangunan stadion. Dalam merencanakan dimensi kolam tampung dibutuhkan total volume *inflow* dari saluran yang akan mengisi kolam tampung.

##### 4.3.4.1 Perhitungan Debit *Inflow*

##### 4.3.4.1.1 Debit *Inflow* Setelah Pembangunan

Perhitungan debit *inflow* setelah pembangunan stadion yang ditampung adalah dengan menggunakan hidrograf superposisi, hal ini dikarenakan ada dua saluran yang masuk ke dalam kolam tampung, yaitu saluran 9-10 dan saluran 12-13 dapat dilihat pada Gambar 4.10 berikut.



Gambar 4.10 Sket *Inflow* Kolam Tampung

Adapun perhitungan untuk debit *inflow* kolam tampung seperti ditunjukkan pada Tabel 4.33 dengan penjelasan sebagai berikut:

Kolom 1 = waktu limpasan (jam)

Kolom 2 = debit limpasan saluran 9-10 ( $\text{m}^3/\text{dt}$ ) besarnya tergantung dari lamanya waktu limpasan

Kolom 3 = debit limpasan saluran 9-10 dalam  $\text{m}^3/\text{jam}$

Kolom 4 = debit limpasan saluran 12-13 ( $\text{m}^3/\text{dt}$ ) besarnya tergantung dari lamanya waktu limpasan

- Kolom 5 = debit limpasan saluran 12-13 dalam m<sup>3</sup>/jam  
 Kolom 6 = debit limpasan superposisi dari saluran 9-10 dan 12-13  
 Kolom 7 = debit limpasan superposisi dalam m<sup>3</sup>/jam  
 Kolom 8 = volume *inflow* kolam tampung (m<sup>3</sup>)  
 Kolom 9 = volume kumulatif *inflow* kolam tampung (m<sup>3</sup>)  
 Kolom 10 = ketinggian muka air dari dasar kolam tampung, dihitung dari volume *inflow* kumulatif setiap waktu limpasan (m)

Tabel 4.33 Perhitungan *Inflow* Kolam Tampung Setelah Pembangunan

t	Q inflow				Q		Vol in	Vol in Kumulatif	Ketinggian Air
	Saluran 9-10		Saluran 12-13		Superposisi				
jam	m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup> /jam	m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup> /jam	m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup> /jam	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
0.000	0.0000	0.000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.050	0.0032	11.369	0.0005	1.968	0.004	13.336	0.333	0.333	0.001
0.100	0.0063	22.737	0.0011	3.935	0.007	26.672	1.000	1.334	0.003
0.150	0.0095	34.106	0.0016	5.903	0.011	40.009	1.667	3.001	0.006
0.200	0.0126	45.474	0.0022	7.870	0.015	53.345	2.334	5.334	0.011
0.250	0.0158	56.843	0.0027	9.838	0.019	66.681	3.001	8.335	0.017
0.300	0.0189	68.211	0.0033	11.806	0.022	80.017	3.667	12.003	0.025
0.350	0.0221	79.580	0.0038	13.773	0.026	93.353	4.334	16.337	0.034
0.400	0.0253	90.949	0.0044	15.741	0.030	106.690	5.001	21.338	0.044
0.450	0.0284	102.317	0.0049	17.709	0.033	120.026	5.668	27.006	0.056
0.500	0.0316	113.686	0.0055	19.676	0.037	133.362	6.335	33.340	0.069
0.550	0.0347	125.054	0.0060	21.644	0.041	146.698	7.002	40.342	0.084
0.574	0.0363	130.517	0.0063	22.589	0.043	153.106	3.601	43.943	0.092
0.598	0.0378	135.980	0.0060	21.644	0.044	157.624	3.733	47.676	0.099
0.648	0.0409	147.348	0.0055	19.676	0.046	167.024	8.116	55.792	0.116
0.698	0.0441	158.717	0.0049	17.709	0.049	176.425	8.586	64.379	0.134
0.748	0.0472	170.085	0.0044	15.741	0.052	185.826	9.056	73.435	0.153
0.798	0.0504	181.454	0.0038	13.773	0.054	195.227	9.526	82.961	0.173
0.848	0.0536	192.823	0.0033	11.806	0.057	204.628	9.996	92.958	0.194
0.898	0.0567	204.191	0.0027	9.838	0.059	214.029	10.466	103.424	0.215
0.948	0.0599	215.560	0.0022	7.870	0.062	223.430	10.936	114.361	0.238
0.998	0.0630	226.928	0.0016	5.903	0.065	232.831	11.407	125.767	0.262
1.048	0.0662	238.297	0.0011	3.935	0.067	242.232	11.877	137.644	0.287
1.098	0.0694	249.665	0.0005	1.968	0.070	251.633	12.347	149.990	0.312
1.148	0.0725	261.034	0.0000	0.000	0.073	261.034	12.817	162.807	0.339
1.198	0.0757	272.403	0.0000	0.000	0.076	272.403	13.336	176.143	0.367
1.248	0.0788	283.771	0.0000	0.000	0.079	283.771	13.904	190.047	0.396
1.298	0.0820	295.140	0.0000	0.000	0.082	295.140	14.473	204.520	0.426
1.348	0.0851	306.508	0.0000	0.000	0.085	306.508	15.041	219.561	0.457
1.398	0.0883	317.877	0.0000	0.000	0.088	317.877	15.610	235.171	0.490
1.448	0.0915	329.246	0.0000	0.000	0.091	329.246	16.178	251.349	0.524
1.498	0.0946	340.614	0.0000	0.000	0.095	340.614	16.746	268.095	0.559
1.548	0.0978	351.983	0.0000	0.000	0.098	351.983	17.315	285.410	0.595
1.598	0.1009	363.351	0.0000	0.000	0.101	363.351	17.883	303.294	0.632
1.648	0.1041	374.720	0.0000	0.000	0.104	374.720	18.452	321.745	0.670
1.698	0.1072	386.088	0.0000	0.000	0.107	386.088	19.020	340.766	0.710

t	Q inflow				Q		Vol in	Vol in	Ketinggian
	Saluran 9-10		Saluran 12-13		Superposisi			Kumulatif	
jam	m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup> /jam	m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup> /jam	m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup> /jam	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
1.748	0.1104	397.457	0.0000	0.000	0.110	397.457	19.589	360.354	0.751
1.798	0.1136	408.826	0.0000	0.000	0.114	408.826	20.157	380.511	0.793
1.848	0.1167	420.194	0.0000	0.000	0.117	420.194	20.725	401.237	0.836
1.898	0.1199	431.563	0.0000	0.000	0.120	431.563	21.294	422.531	0.880
1.948	0.1230	442.931	0.0000	0.000	0.123	442.931	21.862	444.393	0.926
1.998	0.1262	454.300	0.0000	0.000	0.126	454.300	22.431	466.824	0.973
2.048	0.1294	465.668	0.0000	0.000	0.129	465.668	22.999	489.823	1.020
2.098	0.1325	477.037	0.0000	0.000	0.133	477.037	23.568	513.391	1.070
2.148	0.1357	488.406	0.0000	0.000	0.136	488.406	24.136	537.527	1.120
2.196	0.1387	499.336	0.0000	0.000	0.139	499.336	23.741	561.268	1.169
2.244	0.1357	488.406	0.0000	0.000	0.136	488.406	23.741	585.009	1.219
2.294	0.1325	477.037	0.0000	0.000	0.133	477.037	24.136	609.145	1.269
2.344	0.1294	465.668	0.0000	0.000	0.129	465.668	23.568	632.713	1.318
2.394	0.1262	454.300	0.0000	0.000	0.126	454.300	22.999	655.712	1.366
2.444	0.1230	442.931	0.0000	0.000	0.123	442.931	22.431	678.143	1.413
2.494	0.1199	431.563	0.0000	0.000	0.120	431.563	21.862	700.005	1.458
2.544	0.1167	420.194	0.0000	0.000	0.117	420.194	21.294	721.299	1.503
2.594	0.1136	408.826	0.0000	0.000	0.114	408.826	20.725	742.025	1.546
2.644	0.1104	397.457	0.0000	0.000	0.110	397.457	20.157	762.182	1.588
2.694	0.1072	386.088	0.0000	0.000	0.107	386.088	19.589	781.770	1.629
2.744	0.1041	374.720	0.0000	0.000	0.104	374.720	19.020	800.791	1.668
2.794	0.1009	363.351	0.0000	0.000	0.101	363.351	18.452	819.242	1.707
2.844	0.0978	351.983	0.0000	0.000	0.098	351.983	17.883	837.126	1.744
2.894	0.0946	340.614	0.0000	0.000	0.095	340.614	17.315	854.441	1.780
2.944	0.0915	329.246	0.0000	0.000	0.091	329.246	16.746	871.187	1.815
2.994	0.0883	317.877	0.0000	0.000	0.088	317.877	16.178	887.365	1.849
3.044	0.0851	306.508	0.0000	0.000	0.085	306.508	15.610	902.975	1.881
3.094	0.0820	295.140	0.0000	0.000	0.082	295.140	15.041	918.016	1.913
3.144	0.0788	283.771	0.0000	0.000	0.079	283.771	14.473	932.489	1.943
3.194	0.0757	272.403	0.0000	0.000	0.076	272.403	13.904	946.393	1.972
3.244	0.0725	261.034	0.0000	0.000	0.073	261.034	13.336	959.729	1.999
3.294	0.0694	249.665	0.0000	0.000	0.069	249.665	12.767	972.496	2.026
3.344	0.0662	238.297	0.0000	0.000	0.066	238.297	12.199	984.696	2.051
3.394	0.0630	226.928	0.0000	0.000	0.063	226.928	11.631	996.326	2.076
3.444	0.0599	215.560	0.0000	0.000	0.060	215.560	11.062	1007.388	2.099
3.494	0.0567	204.191	0.0000	0.000	0.057	204.191	10.494	1017.882	2.121
3.544	0.0536	192.823	0.0000	0.000	0.054	192.823	9.925	1027.808	2.141
3.594	0.0504	181.454	0.0000	0.000	0.050	181.454	9.357	1037.164	2.161
3.644	0.0472	170.085	0.0000	0.000	0.047	170.085	8.788	1045.953	2.179
3.694	0.0441	158.717	0.0000	0.000	0.044	158.717	8.220	1054.173	2.196
3.744	0.0409	147.348	0.0000	0.000	0.041	147.348	7.652	1061.825	2.212
3.794	0.0378	135.980	0.0000	0.000	0.038	135.980	7.083	1068.908	2.227
3.844	0.0363	130.517	0.0000	0.000	0.036	130.517	6.662	1075.570	2.241
3.894	0.0347	125.054	0.0000	0.000	0.035	125.054	6.389	1081.960	2.254
3.944	0.0316	113.686	0.0000	0.000	0.032	113.686	5.969	1087.928	2.267
3.994	0.0284	102.317	0.0000	0.000	0.028	102.317	5.400	1093.328	2.278
4.044	0.0253	90.949	0.0000	0.000	0.025	90.949	4.832	1098.160	2.288
4.094	0.0221	79.580	0.0000	0.000	0.022	79.580	4.263	1102.423	2.297
4.144	0.0189	68.211	0.0000	0.000	0.019	68.211	3.695	1106.118	2.304
4.194	0.0158	56.843	0.0000	0.000	0.016	56.843	3.126	1109.244	2.311
4.244	0.0126	45.474	0.0000	0.000	0.013	45.474	2.558	1111.802	2.316
4.294	0.0095	34.106	0.0000	0.000	0.009	34.106	1.990	1113.792	2.320
4.344	0.0063	22.737	0.0000	0.000	0.006	22.737	1.421	1115.213	2.323
4.394	0.0032	11.369	0.0000	0.000	0.003	11.369	0.853	1116.065	2.325
4.392	0.0000	0.000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000	1116.065	2.325

Sumber: Perhitungan

#### 4.3.4.1.2 Debit *Inflow* Sebelum Pembangunan

Debit *inflow* sebelum pembangunan stadion dihitung dengan mengasumsikan lahan sebelum pembangunan adalah lahan kosong yang tidak terpakai. Untuk perhitungan debit *inflow* sebelum pembangunan stadion adalah sebagai berikut:

Data perencanaan:

$$R_{24} = 190,765 \text{ mm}$$

$$\text{Luas lahan (A)} = 0,025 \text{ km}^2$$

$$\text{Waktu konsentrasi (t}_c\text{)} = 45,869 \text{ menit} = 0,765 \text{ jam}$$

$$\begin{aligned} \text{Intensitas hujan (I)} &= \frac{R_{24}}{24} \left( \frac{24}{t_c} \right)^{2/3} \\ &= \frac{190,765}{24} \left( \frac{24}{0,765} \right)^{2/3} = 79,109 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien aliran (C)} = 0,2$$

Debit *inflow* sebelum pembangunan stadion:

$$\begin{aligned} Q &= 0,278 \times C \times I \times A \\ &= 0,278 \times 0,2 \times 79,109 \times 0,025 \\ &= 0,109 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan debit *inflow* sebelum pembangunan stadion seperti pada Tabel 4.34 di bawah, dengan keterangan sebagai berikut:

Kolom 1 = waktu limpasan (jam)

Kolom 2 = debit limpasan sebelum pembangunan ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )  
besarnya tergantung dari lamanya waktu limpasan

Kolom 3 = debit limpasan sebelum pembangunan dalam  $\text{m}^3/\text{jam}$

Kolom 4 = volume *inflow* kolam tampung ( $\text{m}^3$ )

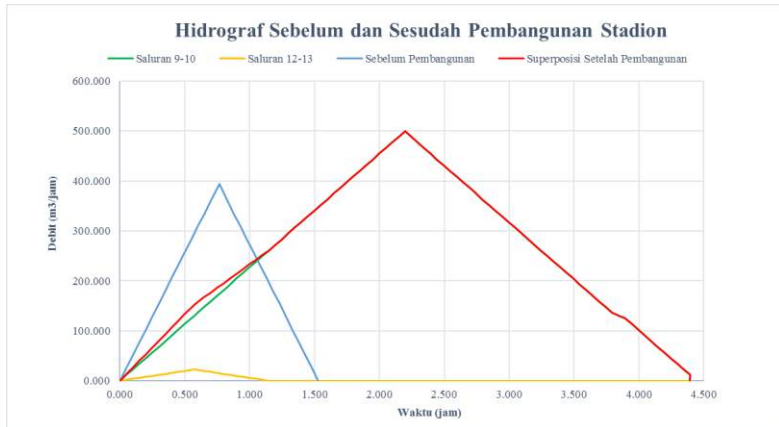
Kolom 5 = volume kumulatif *inflow* kolam tampung sebelum pembangunan ( $\text{m}^3$ )

Tabel 4.34 Debit *Inflow* Sebelum Pembangunan

t	Q inflow		Vol in	Vol in kumulatif
jam	m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup> /jam	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.050	0.007	25.743	0.644	0.644
0.100	0.014	51.485	1.931	2.574
0.150	0.021	77.228	3.218	5.792
0.200	0.029	102.970	4.505	10.297
0.250	0.036	128.713	5.792	16.089
0.300	0.043	154.455	7.079	23.168
0.350	0.050	180.198	8.366	31.535
0.400	0.057	205.940	9.653	41.188
0.450	0.064	231.683	10.941	52.129
0.500	0.072	257.425	12.228	64.356
0.550	0.079	283.168	13.515	77.871
0.600	0.086	308.910	14.802	92.673
0.650	0.093	334.653	16.089	108.762
0.700	0.100	360.395	17.376	126.138
0.750	0.107	386.138	18.663	144.802
<b>0.764</b>	<b>0.109</b>	<b>393.598</b>	<b>5.649</b>	<b>150.451</b>
0.779	0.107	386.138	11.190	161.641
0.829	0.100	360.395	18.663	180.304
0.879	0.093	334.653	17.376	197.681
0.929	0.086	308.910	16.089	213.770
0.979	0.079	283.168	14.802	228.572
1.029	0.072	257.425	13.515	242.086
1.079	0.064	231.683	12.228	254.314
1.129	0.057	205.940	10.941	265.255
1.179	0.050	180.198	9.653	274.908
1.229	0.043	154.455	8.366	283.275
1.279	0.036	128.713	7.079	290.354
1.329	0.029	102.970	5.792	296.146
1.379	0.021	77.228	4.505	300.651
1.429	0.014	51.485	3.218	303.869
1.479	0.007	25.743	1.931	305.799
1.529	0.000	0.000	0.644	306.443

Sumber: Perhitungan

Hasil perhitungan debit sebelum dan setelah pembangunan stadion dapat ditampilkan dalam bentuk hidrograf seperti pada Gambar 4.11 berikut.



Gambar 4.11 Grafik Hidrograf Debit *Inflow* Kolam Tampung

Dilihat dari grafik hidrograf pada Gambar 4.11 didapatkan waktu konsentrasi ( $t_c$ ) > 2 jam, maka durasi hujan ( $t_d$ ) diambil sama dengan waktu konsentrasi ( $t_c$ ).

Dari hasil perhitungan pada Tabel 4.33 dan Tabel 4.34 didapatkan volume total setelah dan sebelum pembangunan adalah sebagai berikut:

Volume setelah pembangunan = 1116,065 m<sup>3</sup>

Volume sebelum pembangunan = 306,443 m<sup>3</sup>

Didapatkan volume tampungan kolam yang diperlukan adalah sebesar 1116,065 m<sup>3</sup>, karena lahan yang terbatas, maka perencanaan dimensi untuk kolam tampung sebagai berikut:

Panjang = 24 m

Lebar = 20 m

Kedalaman = 2,2 m (termasuk tinggi jagaan 0,3 m)

#### 4.3.4.2 Perhitungan Debit *Outflow*

Debit *outflow* yang diijinkan keluar dari stadion ke saluran kota harus sama atau kurang dari debit sebelum dilakukan pembangunan stadion (konsep *Zero ΔQ*) adalah sebesar 0,109 m<sup>3</sup>/dt. Pelimpasan debit *outflow* ke saluran kota yaitu dengan bantuan pintu air dan pompa.

##### 4.3.4.2.1 Analisis Pintu Air

Kolam tampung yang akan dibangun memiliki keterbatasan volume, oleh karena itu air yang ada di dalam kolam harus segera dilimpaskan. Pintu air digunakan pada saat air masih dapat mengalir secara gravitasi dari kolam tampung. Dengan adanya pembatas debit yang keluar dari stadion, maka pintu air hanya dibuka berdasarkan bukaan pintu yang telah dihitung. Selain itu, pintu air juga berfungsi sebagai pengatur backwater dari saluran kota menuju ke kolam tampung.

Debit *outflow* yang keluar dari kolam tampung melewati pintu dihitung dengan menggunakan metode *Routing*, selain itu juga dapat untuk mengetahui elevasi muka air yang ada di kolam tampung. *Outflow* yang keluar melalui pintu air difungsikan sebagai *spillway*, sehingga besarnya debit *outflow* dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g \cdot b \cdot H^{1.5}}$$

Dimana:

$Q$  = debit (m<sup>3</sup>/dt)

$C_d$  = koefisien debit (diambil 0,9)

$g$  = percepatan gravitasi (9,81 m<sup>2</sup>/dt)

$b$  = lebar *spillway*/ lebar pintu air (m)

$H$  = tinggi air di atas *spillway* (m)

Berikut perhitungan dengan metode *routing* dapat dilihat pada Tabel 4.35 dan 4.36

Data perencanaan *outflow* kolam tampung:

Luas kolam tampung = 480 m<sup>2</sup>

Kedalaman kolam tampung = 2,2 m

Elevasi dasar pintu air = +14,350 (1,10 m dari dasar kolam)

Lebar pintu air = 0,60 m

$\Delta t$  (pias waktu) = 0,05 jam = 180 detik

Tabel 4.35 Perhitungan Nilai  $(S/\Delta t) + (Q/2)$  dan  $(S/\Delta t) - (Q/2)$

Elevasi	Storage	Outflow	$(S/\Delta t) + (Q/2)$	$(S/\Delta t) - (Q/2)$
m	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0.00	0	0	0.000	0.000
0.05	24	0	0.133	0.133
0.10	48	0	0.267	0.267
0.15	72	0	0.400	0.400
0.20	96	0	0.533	0.533
0.25	120	0	0.667	0.667
0.30	144	0	0.800	0.800
0.35	168	0	0.933	0.933
0.40	192	0	1.067	1.067
0.45	216	0	1.200	1.200
0.50	240	0	1.333	1.333
0.55	264	0	1.467	1.467
0.60	288	0	1.600	1.600
0.65	312	0	1.733	1.733
0.70	336	0	1.867	1.867
0.75	360	0	2.000	2.000
0.80	384	0	2.133	2.133
0.85	408	0	2.267	2.267
0.90	432	0	2.400	2.400
0.95	456	0	2.533	2.533
1.00	480	0	2.667	2.667
1.05	504	0	2.800	2.800
1.10	528	0	2.933	2.933
1.15	552	0.00940	3.071	3.062
1.20	576	0.02658	3.213	3.187
1.25	600	0.04882	3.358	3.309
1.30	624	0.07517	3.504	3.429
1.35	648	0.10505	3.653	3.547
1.40	672	0.13810	3.802	3.664

Sumber: Perhitungan



Keterangan Tabel 4.35:

Kolom 1 = ketinggian air dari dasar kolam tampung (m)

Kolom 2 = volume kolam tampung (m)

Kolom 3 = debit *outflow* saat melalui pintu air, dengan rumus

$$\text{spillway: } Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot g \cdot b \cdot H^{1.5}$$

Kolom 4 =  $(S/\Delta t)$  dengan S merupakan volume kolam tampung ( $m^3$ ),  $\Delta t$  adalah besarnya pias waktu (dt) dan  $(Q/2)$  dengan Q adalah debit *outflow* (kolom 3)

Kolom 5 =  $(S/\Delta t)$  dengan S merupakan volume kolam tampung ( $m^3$ ),  $\Delta t$  adalah besarnya pias waktu (dt) dan  $(Q/2)$  dengan Q adalah debit *outflow* (kolom 3)

Tabel 4.36 Perhitungan Debit *Outflow* dengan Pintu Air

Waktu (jam)	Inflow ( $m^3/dt$ )	$(I_1+I_2)/2$ ( $m^3/dt$ )	$S_1$ ( $m^3$ )	$(S/\Delta t) - (Q/2)$ ( $m^3$ )	$(S/\Delta t) + (Q/2)$ ( $m^3$ )	$S_2$ ( $m^3$ )	Elevasi (m)	Q <i>Outflow</i> ( $m^3/dt$ )
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
0.000	0.000						0.000	0.00000
0.050	0.004	0.002	0.000	0.00000	0.00185	0.333	0.001	0.00000
0.100	0.007	0.006	0.333	0.00185	0.00741	1.334	0.003	0.00000
0.150	0.011	0.009	1.334	0.00741	0.01667	3.001	0.006	0.00000
0.200	0.015	0.013	3.001	0.01667	0.02964	5.334	0.011	0.00000
0.250	0.019	0.017	5.334	0.02964	0.04631	8.335	0.017	0.00000
0.300	0.022	0.020	8.335	0.04631	0.06668	12.003	0.025	0.00000
0.350	0.026	0.024	12.003	0.06668	0.09076	16.337	0.034	0.00000
0.400	0.030	0.028	16.337	0.09076	0.11854	21.338	0.044	0.00000
0.450	0.033	0.031	21.338	0.11854	0.15003	27.006	0.056	0.00000
0.500	0.037	0.035	27.006	0.15003	0.18522	33.340	0.069	0.00000
0.550	0.041	0.039	33.340	0.18522	0.22412	40.342	0.084	0.00000
0.574	0.043	0.042	40.342	0.22412	0.26576	43.943	0.092	0.00000
0.598	0.044	0.043	43.943	0.24413	0.28729	47.676	0.099	0.00000
0.648	0.046	0.045	47.676	0.26487	0.30996	55.792	0.116	0.00000
0.698	0.049	0.048	55.792	0.30996	0.35766	64.379	0.134	0.00000
0.748	0.052	0.050	64.379	0.35766	0.40797	73.435	0.153	0.00000
0.798	0.054	0.053	73.435	0.40797	0.46090	82.961	0.173	0.00000
0.848	0.057	0.056	82.961	0.46090	0.51643	92.958	0.194	0.00000
0.898	0.059	0.058	92.958	0.51643	0.57458	103.424	0.215	0.00000
0.948	0.062	0.061	103.424	0.57458	0.63534	114.361	0.238	0.00000
0.998	0.065	0.063	114.361	0.63534	0.69871	125.767	0.262	0.00000
1.048	0.067	0.066	125.767	0.69871	0.76469	137.644	0.287	0.00000
1.098	0.070	0.069	137.644	0.76469	0.83328	149.990	0.312	0.00000
1.148	0.073	0.071	149.990	0.83328	0.90448	162.807	0.339	0.00000
1.198	0.076	0.074	162.807	0.90448	0.97857	176.143	0.367	0.00000
1.248	0.079	0.077	176.143	0.97857	1.05582	190.047	0.396	0.00000
1.298	0.082	0.080	190.047	1.05582	1.13622	204.520	0.426	0.00000
1.348	0.085	0.084	204.520	1.13622	1.21978	219.561	0.457	0.00000
1.398	0.088	0.087	219.561	1.21978	1.30650	235.171	0.490	0.00000
1.448	0.091	0.090	235.171	1.30650	1.39638	251.349	0.524	0.00000
1.498	0.095	0.093	251.349	1.39638	1.48942	268.095	0.559	0.00000
1.548	0.098	0.096	268.095	1.48942	1.58561	285.410	0.595	0.00000
1.598	0.101	0.099	285.410	1.58561	1.68496	303.294	0.632	0.00000

Waktu (jam)	Inflow (m <sup>3</sup> /dt)	(I <sub>1</sub> +I <sub>2</sub> )/2 (m <sup>3</sup> /dt)	S <sub>1</sub> (m <sup>3</sup> )	(S/A <sub>t</sub> ) - (Q/2) (m <sup>3</sup> )	(S/A <sub>t</sub> ) + (Q/2) (m <sup>3</sup> )	S <sub>2</sub> (m <sup>3</sup> )	Elevasi (m)	Q Outflow (m <sup>3</sup> /dt)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1.648	0.104	0.103	303.294	1.68496	1.78747	321.745	0.670	0.00000
1.698	0.107	0.106	321.745	1.78747	1.89314	340.766	0.710	0.00000
1.748	0.110	0.109	340.766	1.89314	2.00197	360.354	0.751	0.00000
1.798	0.114	0.112	360.354	2.00197	2.11395	380.511	0.793	0.00000
1.848	0.117	0.115	380.511	2.11395	2.22909	401.237	0.836	0.00000
1.898	0.120	0.118	401.237	2.22909	2.34739	422.531	0.880	0.00000
1.948	0.123	0.121	422.531	2.34739	2.46885	444.393	0.926	0.00000
1.998	0.126	0.125	444.393	2.46885	2.59347	466.824	0.973	0.00000
2.048	0.129	0.128	466.824	2.59347	2.72124	489.823	1.020	0.00000
2.098	0.133	0.131	489.823	2.72124	2.85217	513.391	1.070	0.00000
2.148	0.136	0.134	513.391	2.85217	2.98626	537.527	1.120	0.00235
2.196	0.139	0.137	537.527	2.98440	3.12158	560.861	1.168	0.01505
2.244	0.136	0.137	560.861	3.10803	3.24521	581.997	1.212	0.03171
2.294	0.133	0.134	581.997	3.21725	3.35134	600.425	1.251	0.04926
2.344	0.129	0.131	600.425	3.31109	3.44202	615.127	1.282	0.06499
2.394	0.126	0.128	615.127	3.38466	3.51243	626.427	1.305	0.07804
2.444	0.123	0.125	626.427	3.44105	3.56567	634.811	1.323	0.08822
2.494	0.120	0.121	634.811	3.48241	3.60387	640.794	1.335	0.09573
2.544	0.117	0.118	640.794	3.51193	3.63022	644.856	1.343	0.10095
2.594	0.114	0.115	644.856	3.53196	3.64710	647.410	1.349	0.10428
2.644	0.110	0.112	647.410	3.54456	3.65655	648.797	1.352	0.10610
2.694	0.107	0.109	648.797	3.55135	3.66018	649.287	1.353	0.10675
2.744	0.104	0.106	649.287	3.55374	3.65940	649.093	1.352	0.10649
2.794	0.101	0.103	649.093	3.55279	3.65530	648.376	1.351	0.10555
2.844	0.098	0.099	648.376	3.54930	3.64865	647.261	1.348	0.10408
2.894	0.095	0.096	647.261	3.54383	3.64002	645.840	1.346	0.10223
2.944	0.091	0.093	645.840	3.53682	3.62986	644.185	1.342	0.10008
2.994	0.088	0.090	644.185	3.52866	3.61853	642.348	1.338	0.09772
3.044	0.085	0.087	642.348	3.51959	3.60631	640.368	1.334	0.09519
3.094	0.082	0.084	640.368	3.50983	3.59339	638.275	1.330	0.09255
3.144	0.079	0.080	638.275	3.49950	3.57990	636.089	1.325	0.08981
3.194	0.076	0.077	636.089	3.48872	3.56597	633.828	1.320	0.08700
3.244	0.073	0.074	633.828	3.47756	3.55165	631.503	1.316	0.08415
3.294	0.069	0.071	631.503	3.46610	3.53703	629.123	1.311	0.08127
3.344	0.066	0.068	629.123	3.45436	3.52213	626.694	1.306	0.07836
3.394	0.063	0.065	626.694	3.44237	3.50699	624.221	1.300	0.07543
3.444	0.060	0.061	624.221	3.43017	3.49163	621.706	1.295	0.07249
3.494	0.057	0.058	621.706	3.41759	3.47589	619.151	1.290	0.06955
3.544	0.054	0.055	619.151	3.40480	3.45994	616.558	1.284	0.06660
3.594	0.050	0.052	616.558	3.39182	3.44380	613.927	1.279	0.06365
3.644	0.047	0.049	613.927	3.37865	3.42747	611.257	1.273	0.06071
3.694	0.044	0.046	611.257	3.36528	3.41095	608.549	1.268	0.05777
3.744	0.041	0.043	608.549	3.35172	3.39423	605.802	1.262	0.05484
3.794	0.038	0.039	605.802	3.33797	3.37732	603.013	1.256	0.05192
3.844	0.036	0.037	603.013	3.32401	3.36102	600.330	1.251	0.04916
3.894	0.035	0.035	600.330	3.31057	3.34607	597.870	1.246	0.04667
3.944	0.032	0.033	597.870	3.29808	3.33123	595.437	1.240	0.04426
3.994	0.028	0.030	595.437	3.28569	3.31569	592.871	1.235	0.04176
4.044	0.025	0.027	592.871	3.27262	3.29946	590.187	1.230	0.03919
4.094	0.022	0.024	590.187	3.25895	3.28264	587.395	1.224	0.03658
4.144	0.019	0.021	587.395	3.24474	3.26526	584.505	1.218	0.03394
4.194	0.016	0.017	584.505	3.23002	3.24739	581.522	1.212	0.03129
4.244	0.013	0.014	581.522	3.21483	3.22904	578.447	1.205	0.02863
4.294	0.009	0.011	578.447	3.19917	3.21023	575.282	1.199	0.02598
4.344	0.006	0.008	575.282	3.18298	3.19088	572.026	1.192	0.02335
4.394	0.003	0.005	572.026	3.16606	3.17080	568.677	1.185	0.02073
4.392	0.000	0.002	568.677	3.14865	3.15023	568.811	1.185	0.02084

Sumber: Perhitungan

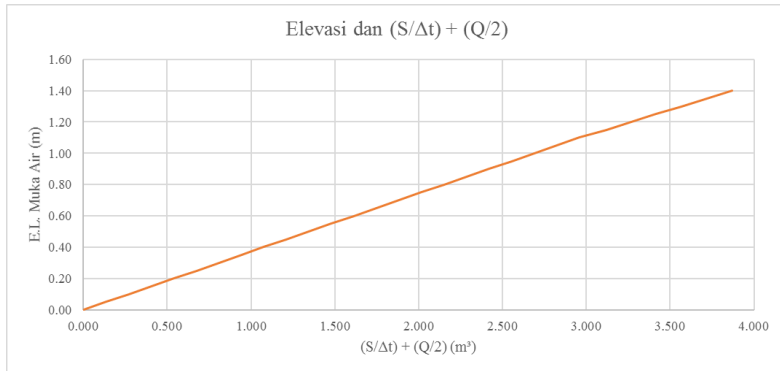
Keterangan Tabel 4.36:

- Kolom 1 = waktu limpasan (jam)
- Kolom 2 = debit *inflow* kolam tampung di dapatkan dari Tabel 4.25 dengan memakai debit *inflow* superposisi ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )
- Kolom 3 =  $(I_1 + I_2)/2$  dengan  $I_1$  merupakan debit *inflow* pertama dan  $I_2$  adalah debit *inflow* kedua ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )
- Kolom 4 = nilai  $S_1$  tampungan awal di hitung dengan cara menginterpolasi nilai *storage* pada Tabel 4.35 untuk elevasi yang sesuai
- Kolom 5 = nilai  $(S/\Delta t) - (Q/2)$  dihitung dengan menginterpolasi  $(S/\Delta t) - (Q/2)$  pada Tabel 4.35 untuk elevasi yang sesuai
- Kolom 6 = nilai  $(S/\Delta t) + (Q/2)$  didapatkan dengan mengurangi kolom 5 + kolom 3
- Kolom 7 = nilai  $S_2$  dihitung dengan menggunakan rumus:  

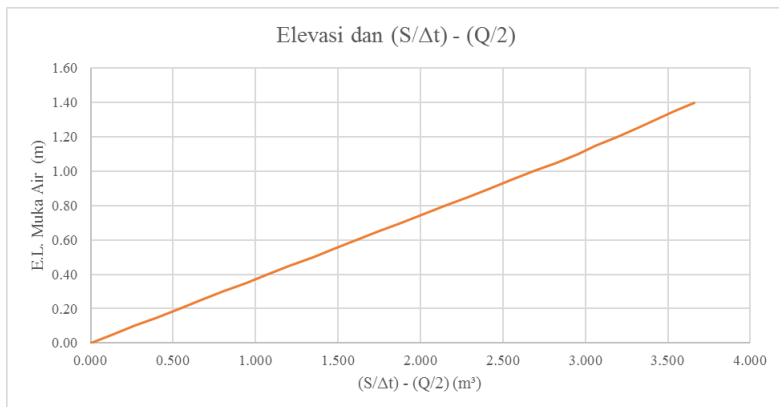
$$S_2 = S_1 + \left( \frac{I_1 + I_2}{2} - Q \right) \cdot \Delta t$$
 dengan  $Q$  merupakan *outflow* dari perhitungan sebelumnya
- Kolom 8 = nilai elevasi di hitung dengan cara menginterpolasi nilai elevasi pada Tabel 4.35 untuk *storage* tampungan akhir yang sesuai ( $S_2$ )
- Kolom 9 = debit *outflow* dimulai saat air melalui pintu air pada ketinggian 1,10 m dari dasar kolam tampung, dengan rumus spillway:  $Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g \cdot b \cdot H^{1,5}}$

Pintu air beroperasi pada saat ketinggian air di atas elevasi +15,450, berada diatas ketinggian kolam mati (*death storage*) setinggi 1,10 m. Pada Tabel 4.36 didapatkan ketinggian air maksimum pada elevasi +15,703 saat kolam tampung terisi, tidak mengalami *back water* pada saluran sebelumnya dan debit *outflow* maksimum adalah  $0,106 \text{ m}^3/\text{dt} < 0,109 \text{ m}^3/\text{dt}$  (debit ijin), jadi memenuhi syarat konsep *zero ΔQ* .

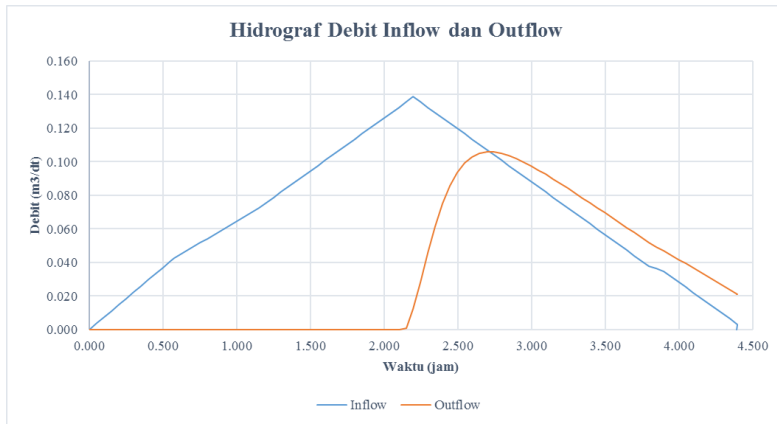
Berikut merupakan grafik hidrograf untuk hubungan elevasi muka air dengan  $(S/\Delta t) + (Q/2)$ ,  $(S/\Delta t) - (Q/2)$  dan hubungan antara elevasi muka air dengan debit *inflow* dan *outflow* pada kolam tampung dengan bantuan pintu air dapat dilihat pada Gambar 4.12, 4.13, dan 4.14.



Gambar 4.12 Grafik Hubungan Elevasi Muka Air dengan  $(S/\Delta t) + (Q/2)$



Gambar 4.13 Grafik Hubungan Elevasi Muka Air dengan  $(S/\Delta t) - (Q/2)$



Gambar 4.14 Grafik Hidrograf Debit *Inflow* dan *Outflow*

### 1. Perencanaan Buka-an Pintu

Pintu air direncanakan dibuka penuh, karena pada aliran *outflow* menggunakan rumus spillway. Untuk mencari tinggi air maksimum pada saat melewati pintu dapat menggunakan rumus pada subbab 2.4.6.2 dan data dari perhitungan sebelumnya, maka:

Debit Pintu ( $Q$ ) = 0,109 m<sup>3</sup>/dt (debit air yang diijinkan keluar dari kawasan)

Koefisien debit ( $C_d$ ) = 0,9

Lebar pintu ( $b$ ) = 0,60 m

Percepatan gravitasi ( $g$ ) = 9,81 m/dt<sup>2</sup>

Dengan memasukkan data di atas ke rumus pada subbab 2.4.4.2, maka didapatkan tinggi air maksimum ( $H$ ) berdasarkan debit air yang dibolehkan keluar sebagai berikut:

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot g \cdot b \cdot H^{1,5}$$

$$H = \sqrt{\frac{Q}{C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot g \cdot b}}$$

$$= \sqrt{\frac{0,109}{0,9 \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot 9,81 \cdot 0,6}} = 0,303 \text{ m}$$

Jadi, tinggi maksimum air saat melewati pintu adalah 0,303 m

$$\begin{aligned} \text{Tinggi daun pintu} &= H + 0,1 \\ &= 0,303 + 0,1 \\ &= 0,403 \text{ m} \end{aligned}$$

Jadi dimensi pintu air yang akan digunakan adalah 60 x 110 cm, dengan bukaan pintu air penuh dan tinggi maksimum air saat melewati pintu adalah 0,303 cm

## 2. Perencanaan Dimensi Pintu Air (Kondisi Maksimum Pintu ditutup)

Beban Air

$$H \text{ air di depan pintu} = 1,10 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pintu air (b)} = 0,60 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi bukaan pintu (a)} = 0,00 \text{ m (pintu ditutup)}$$

$$\text{Tinggi pintu (h}_p\text{)} = 1,10 \text{ m}$$

Direncanakan pintu air terbuat dari plat baja

Tekanan Air

$$\gamma_w = 1,00 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_1 &= \gamma_w \times H \\ &= 1 \times 1,10 = 1,10 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_2 &= \gamma_w \times (H - h_p) \\ &= 1 \times (1,10 - 1,10) = 0 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Sehingga beban yang bekerja pada pintu akibat tekanan air:

$$\begin{aligned} H_a &= \frac{\rho_1 + \rho_2}{2} h_{bp} \cdot b \\ &= \frac{1,10 + 0}{2} \times 1,10 \times 0,60 = 0,363 \text{ t} \end{aligned}$$

Beban merata yang bekerja pada pelat baja adalah

$$\begin{aligned} q &= H_a / b_p \\ &= 0,363 / 0,60 = 0,605 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Momen maksimum yang terjadi:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1/8 \times q \times b^2 \\ &= 1/8 \times 0,605 \times 0,60^2 = 0,0272 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Tebal pelat yang diperlukan

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1/8 \times q \times b^2 \\ w &= 1/6 \times q \times t^2 \\ \sigma &= \frac{M}{w} \leq \bar{\sigma} ; \bar{\sigma} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (BJ 37)} \end{aligned}$$

$$w \geq \frac{M}{\bar{\sigma}} \rightarrow w \geq \frac{2720}{1600}$$

$$1/6 \times b \times t^2 \geq 1,702 \text{ cm}^3$$

$$t \geq \sqrt{\frac{1,702 \times 6}{60}}$$

$$t \geq 0,41 \text{ cm} \rightarrow t < t_{\min} \text{ untuk pintu} = 1,20 \text{ cm, maka dipakai}$$

$$t = 1,20 \text{ cm}$$

Kontrol tebal pintu kayu terhadap lendutan:

$$\begin{aligned} \text{Lendutan ijin, } \bar{f} &= \frac{L}{300} \\ &= \frac{60}{300} = 0,2 \text{ cm} \end{aligned}$$

Lendutan yang terjadi:

$$\begin{aligned} f &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{6,05 \times 60^4}{2,1 \times 10^6 \times (\frac{1}{12} \times 110 \times 1,2^3)} \\ &= 0,028 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,2 \text{ cm (OK)} \end{aligned}$$

Jadi dipakai pintu dengan tebal 1,2 cm

Sehingga didapatkan ukuran pintu:

$$\text{Tebal pintu} = 1,20 \text{ cm}$$

$$\text{Tinggi pintu} = 110 \text{ cm}$$

$$\text{Lebar pintu} = 60 \text{ cm}$$

### 3. Perencanaan Diameter Stang Pintu

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar pintu air, } b_{\text{pintu}} &= 0,60 \text{ m} \\
 \text{Tinggi pintu, } h_{\text{pintu}} &= 1,10 \text{ m} \\
 \text{Tinggi air di depan pintu} &= 1,10 \text{ m} \\
 \text{Tebal plat pintu} &= 1,20 \text{ cm} = 0,012 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Stang direncanakan dari baja

$$\gamma_{\text{baja}} = 7,85 \text{ t/m}^3$$

Akibat berat sendiri:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pintu} &= 0,012 \times 1,10 \times 0,60 \times 7,85 \\
 &= 0,0622 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat penyambung} &= 25\% \times 0,0622 \\
 &= 0,0155 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$W = 0,0622 + 0,0155 = 0,0777 \text{ ton}$$

Akibat tekanan air:

$$H_a = 0,363 \text{ t}$$

Akibat endapan lumpur (diabaikan)

Gaya gesek plat dengan air,

$$\begin{aligned}
 G &= 0,4 (H_a + H_e) \\
 &= 0,4 \times (0,363 + 0) = 0,145 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Pada saat pintu dinaikkan:

$$\begin{aligned}
 \text{Total berat: Str} &= W (\downarrow) + G (\downarrow) = 0,0777 + 0,145 \\
 &= 0,2229 \text{ ton} (\downarrow)
 \end{aligned}$$

Direncanakan stang terbuat dari baja sehingga  $\bar{\sigma} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{Str} = A \times \bar{\sigma} \rightarrow 222,9 = (1/4 \times \pi \times d^2) \times 1600$$

$$\begin{aligned}
 d_1 &= \sqrt{\frac{4 \times 222,9}{\pi \times 1600}} \\
 &= 0,421 \text{ cm} \approx 0,50 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang stang (l)} &= 1,00 + h_1 - h_p + w \\
 &= 1,00 + 1,10 - 1,10 + 0,50 = 1,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$



Pada saat pintu diturunkan:

Total berat:  $Str = W (\downarrow) + G (\uparrow)$

$$= 0,0777 + (-0,145) = -0,0673 \text{ ton } (\uparrow)$$

$$Str = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2}$$

$$Str = \frac{\pi^2 \times 2,1 \cdot 10^6 \times \left(\frac{1}{64} \cdot \pi \cdot d^4\right)}{\left(\frac{1}{2}\sqrt{2} \cdot l\right)^2}$$

$$67,3 = \frac{\pi^2 \times 2,1 \cdot 10^6 \times \left(\frac{1}{64} \cdot \pi \cdot d^4\right)}{\left(\frac{1}{2}\sqrt{2} \cdot 150\right)^2}$$

$$d_2 = 0,929 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

Diketahui diameter minimum = 3 cm, sehingga dipakai diameter stang pintu adalah 3 cm

#### 4.3.4.2.2 Analisis Pompa Air

Dalam perencanaan sistem drainase Stadion Wergu Wetan dimana tidak dapat sepenuhnya mengandalkan gravitasi sebagai faktor pendorong untuk pengosongan kolam tampung, maka perlu dibantu dengan pompa air. Pompa air digunakan saat air tidak dapat mengalir secara gravitasi, dalam arti berada pada kondisi kolam mati (*death storage*) atau saat muka air saluran kota lebih tinggi dari muka air kolam tampung.

Berikut merupakan perhitungan waktu yang diperlukan untuk pengosongan kolam tampung:

Data perencanaan:

Ketinggian air = 1,10 m (elevasi +15,450)

Kapasitas pompa =  $0,10 \text{ m}^3/\text{dt} = 360 \text{ m}^3/\text{jam}$

Volume air yang dipompa =  $p \times l \times t$

$$= 24 \times 20 \times 1,1$$

$$= 528 \text{ m}^3$$

Untuk lamanya waktu pengosongan kolam tampung dapat dilihat pada Tabel 4.37 dan gambar 4.15 merupakan grafik hubungan

antara lama waktu pengosongan dengan elevasi kolam tampung, dengan keterangan sebagai berikut:

Kolom 1 = interval waktu (jam)

Kolom 2 = volume air pada kondisi tampungan mati (*death storage*)

Kolom 3 = kapasitas pompa ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )

Kolom 4 = kapasitas pompa dalam  $\text{m}^3/\text{jam}$

Kolom 5 = volume keluaran pompa ( $\text{m}^3$ )

Kolom 6 = volume kumulatif air dipompa ( $\text{m}^3$ )

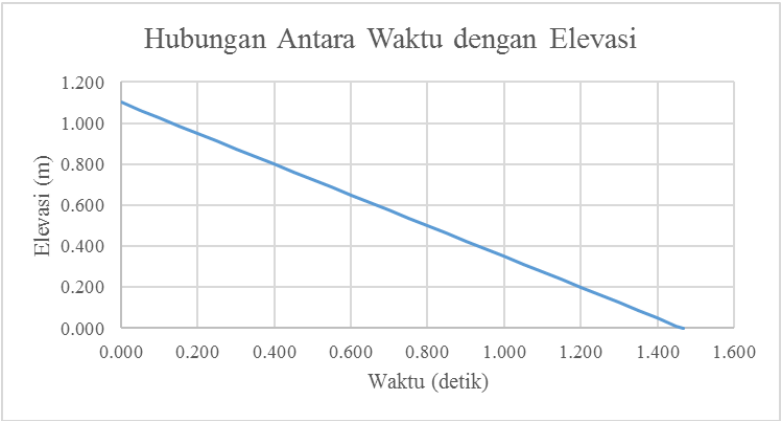
Kolom 7 = ketinggian air tiap interval waktu (m)

Tabel 4.37 Perhitungan Debit *Outflow* dari Pompa

t	Vol Tampungan	Q out		Vol out	Vol out	Ketinggian Air
	Mati	Pompa		Pompa	Kumulatif	
jam	$\text{m}^3$	$\text{m}^3/\text{dt}$	$\text{m}^3/\text{jam}$	$\text{m}^3$	$\text{m}^3$	m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0.000	528	0.100	360	0	0	1.100
0.050	528	0.100	360	18	18	1.063
0.100	528	0.100	360	18	36	1.025
0.150	528	0.100	360	18	54	0.988
0.200	528	0.100	360	18	72	0.950
0.250	528	0.100	360	18	90	0.913
0.300	528	0.100	360	18	108	0.875
0.350	528	0.100	360	18	126	0.838
0.400	528	0.100	360	18	144	0.800
0.450	528	0.100	360	18	162	0.763
0.500	528	0.100	360	18	180	0.725
0.550	528	0.100	360	18	198	0.688
0.600	528	0.100	360	18	216	0.650
0.650	528	0.100	360	18	234	0.613
0.700	528	0.100	360	18	252	0.575
0.750	528	0.100	360	18	270	0.538
0.800	528	0.100	360	18	288	0.500
0.850	528	0.100	360	18	306	0.463
0.900	528	0.100	360	18	324	0.425
0.950	528	0.100	360	18	342	0.388
1.000	528	0.100	360	18	360	0.350
1.050	528	0.100	360	18	378	0.313
1.100	528	0.100	360	18	396	0.275
1.150	528	0.100	360	18	414	0.238
1.200	528	0.100	360	18	432	0.200
1.250	528	0.100	360	18	450	0.163

t	Vol Tampungan	Q out		Vol out	Vol out	Ketinggian Air
	Mati	Pompa		Pompa	Kumulatif	
jam	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup> /jam	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
1.300	528	0.100	360	18	468	0.125
1.350	528	0.100	360	18	486	0.088
1.400	528	0.100	360	18	504	0.050
1.450	528	0.100	360	18	522	0.013
1.467	528	0.100	360	6	528	0.000

Sumber: Perhitungan



Gambar 4.15 Grafik Hubungan Antara Waktu Dengan Elevasi

Jadi didapatkan lama waktu pelimpasan (pengosongan) volume kolam tampung mati (*death storage*) ke saluran kota sampai elevasi di kolam tampung +14.350 dengan bantuan pompa kapasitas 0,10 m<sup>3</sup>/dt adalah selama 1,467 jam = 88 menit.

4.3.4.2.3 Perencanaan Saluran Penghubung

Saluran penghubung direncanakan untuk menghubungkan kolam tampung dengan saluran kota sebagai pembuangan *outflow*. Saluran ini dihitung dengan menggunakan debit *outflow* ijin yang diperbolehkan keluar, berikut merupakan perhitungan saluran penghubung (saluran 11-14) dapat dilihat pada Table 4.38.

Data perencanaan:

$Q_{outflow}$  ijin =  $0,109 \text{ m}^3/\text{dt}$

b saluran =  $0,60 \text{ m}$  (menggunakan U-ditch ukuran  $0,60 \text{ m} \times 0,60 \text{ m} \times 1,20 \text{ m}$ )

w =  $0,20 \text{ m}$

Tabel 4.38 Rencana Dimensi Saluran Penghubung 11-14

h	A	P	R	s	n	V	Q Hidrolika	$\Delta Q$
(m)	( $\text{m}^2$ )	(m)	(m)		manning	(m/dt)	( $\text{m}^3/\text{dt}$ )	( $\text{m}^3/\text{dt}$ )
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
0.1	0.060	0.800	0.0750	0.0005	0.014	0.284	0.01704	-0.09229
0.2	0.120	1.000	0.1200	0.0005	0.014	0.389	0.04663	-0.06270
0.3	0.180	1.200	0.1500	0.0005	0.014	0.451	0.08116	-0.02817
0.376	0.226	1.353	0.1669	0.0005	0.014	0.484	0.10933	0.00000
0.4	0.240	1.400	0.1714	0.0005	0.014	0.493	0.11829	0.00896
0.5	0.300	1.600	0.1875	0.0005	0.014	0.523	0.15697	0.04764

Sumber: Perhitungan

Keterangan Tabel 4.38 sebagai berikut:

Kolom 1 = ketinggian air dengan cara coba-coba (m)

Kolom 2 = luas penampang basah saluran ( $\text{m}^2$ )

Kolom 3 = keliling basah saluran (m)

Kolom 4 = jari-jari hidrolis saluran (m)

Kolom 5 = kemiringan saluran

Kolom 6 = koefisien kekasaran manning

Kolom 7 = kecepatan air pada saluran (m/dt)

Kolom 8 = debit hidrolika dari rumus  $Q = V.A$  ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )

Kolom 9 = selisih antara debit *outflow* ijin dengan kolom 8 ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )

#### 4.3.5. Standar Operasional Prosedur (SOP)

Standar operasional prosedur diperlukan sebagai acuan pengoperasian pintu air dan pompa. Adapun standar operasional prosedur yang harus dilakukan adalah sebagai berikut:

1. Pintu air dibiarkan tertutup sempurna untuk mencegah terjadinya *backwater* dari saluran kota.

2. Pintu air dibuka pada saat ketinggian air kolam tampung mencapai 1,10 m (elevasi +15,450) dari dasar kolam, dengan catatan tidak terjadi *backwater* dari saluran kota.
3. Pompa air dioperasikan ketika tidak ada penambahan debit *inflow* dari luar ke kolam tampung dan limpasan air berada pada kondisi kolam mati (*death storage*) sampai ketinggian air nol.
4. Jika terjadi *backwater* dari saluran kota, pintu harus ditutup dan pompa air dihidupkan untuk mengurangi peluapan air di kolam tampung.

## **BAB V**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **5.1. Kesimpulan**

Setelah melakukan berbagai analisis dan perhitungan, maka dapat diambil beberapa kesimpulan dari pengerjaan tugas akhir ini sebagai berikut:

1. Permukaan lapangan sepakbola yang tidak rata menyebabkan genangan air di lapangan, serta belum adanya sistem drainase bawah permukaan. Selain itu pada saluran sisi lapangan yang kondisinya sudah tidak mampu untuk mengalirkan debit limpasan dan tidak jelas arah aliran ke pembuangannya.
2. Dimensi pipa drain yang dibutuhkan untuk dapat mengalirkan debit limpasan secara efektif adalah sebesar 10 cm dengan jarak antar pipa 2 m dan kedalaman pipa 60 cm.
3. Dimensi saluran sisi lapangan yang dibutuhkan untuk dapat mengalirkan debit limpasan adalah 30 cm x 40 cm pada hulu, dan 1 m x 1 m pada hilir.
4. Dimensi kolam tampung yang dibutuhkan adalah sebesar 20 m x 24 m dengan kedalaman 2,2 m. Debit *outflow* maksimum setelah menggunakan pintu air dan pompa adalah  $0,106 \text{ m}^3/\text{dt} < 0,109 \text{ m}^3/\text{dt}$  (debit *outflow* ijin), sehingga memenuhi konsep “zero  $\Delta Q$ ”

#### **5.2. Saran**

Berikut merupakan beberapa saran dari penulis untuk perencanaan drainase di Stadion Wergu Wetan Kabupaten Kudus:

1. Perlunya kebutuhan *subsurface drainage* pada stadion saat ini karena pada permukaan lapangan sepakbola yang rata, sehingga air tidak dapat mengalir ke sisi lapangan

menyebabkan kondisi tanah menjadi jenuh dan terjadi genangan air di lapangan.

2. Perlu mengganti tanah asli dengan tanah urug sesuai standar lapangan sepakbola serta untuk peresapan pada pipa drain.
3. Perlu meratakan permukaan dengan menimbun tanah di beberapa titik karena kondisi eksisting yang kurang baik.

## DAFTAR PUSTAKA

1. Anggrahini. 1996. **Hidrolika Saluran Terbuka**. Surabaya: CV Citra Media.
2. Badan Perencanaan Pembangunan Daerah Kudus. 2003. **Laporan Akhir, Master Plan Drainase Kota Kudus**. Kudus: CV Studi Teknik.
3. Blatter, J.S. 2007. **FIFA Manager's Guide to Natural Grass Football Pitches**. Zurich: RVA Druck und Medien.
4. Chow, Ven Te. 1989. **Hidrolika Saluran Terbuka**. Jakarta: Erlangga.
5. Das, Braja M. 1985. **Mekanika Tanah, Jilid 1**. Jakarta: Erlangga.
6. Direktorat Jendral Departemen Pekerjaan Umum. 1986. **Standar Perencanaan Irigasi-Kriteria Perencanaan 04**. Jakarta: Badan Penerbit Departemen Pekerjaan Umum.
7. Fifi Sofia, Sofyan Rasyid. 2002. **Modul Ajar Drainase**. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil.
8. Soekibat, R.S. 2010. **Sistim & Bangunan Irigasi**. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil.
9. Soewarno. 1995. **Hidrologi, Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data**. Bandung: NOVA.
10. Sri Harto. 1993. **Analisa Hidrologi**. Jakarta: PT Gramedia Pustaka Utama.
11. Subramanya. 1988. **Engineering Hydrology**. New Dehli: Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited.
12. Suripin. 2004. **Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan**. Yogyakarta: Andi Offset.
13. Yusman R.H. 2014. **Tugas Akhir Perencanaan Sistem Drainase Stadion Batoro Katong Kabupaten Ponorogo**. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil.



“Halaman ini sengaja dikosongkan”



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE  
STADION WERGU WETAN  
KABUPATEN KUDUS

NAMA GAMBAR

SITE PLAN  
STADION WERGU WETAN

NAMA MAHASISWA / NRP

FEBBRI HERNING SOAEDY /  
3114106028

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
Ir. Sudiwaluyo, MS.

SKALA GAMBAR

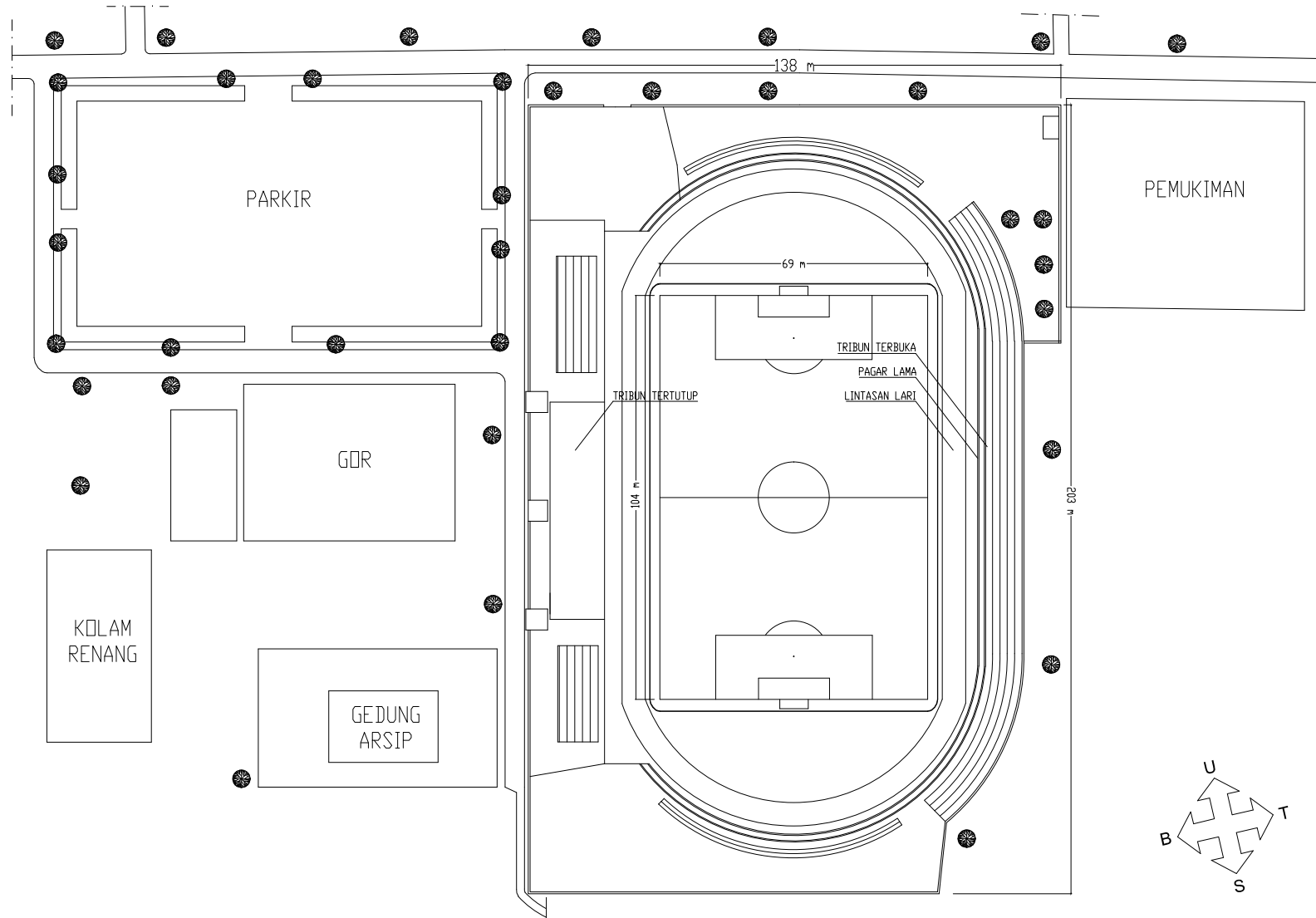
1 : 1500

NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

1

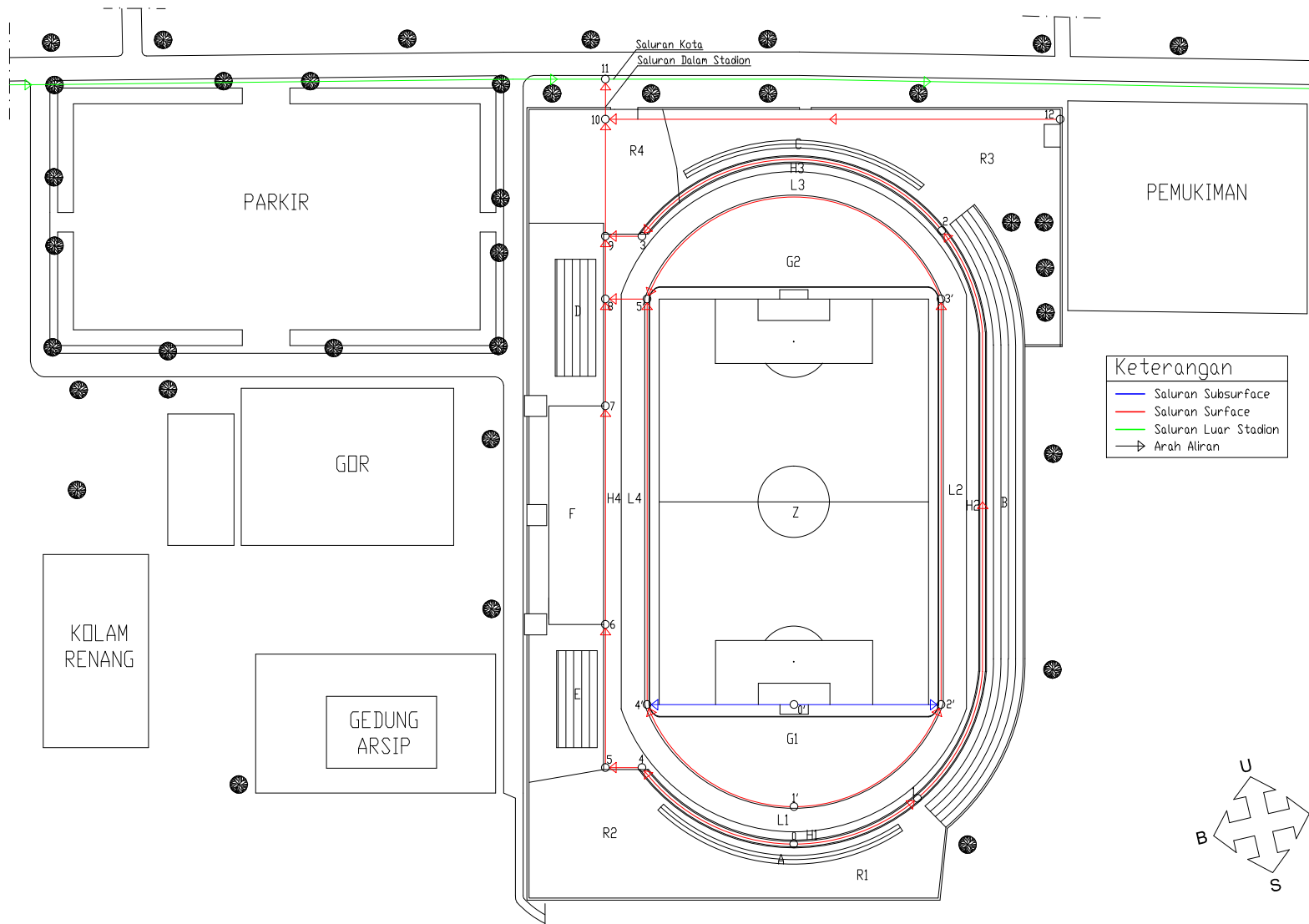
17

KETERANGAN



SITE PLAN STADION WERGU WETAN

SKALA 1 : 1500



RENCANA JARINGAN DRAINASE STADION  
SKALA 1 : 1500



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE  
STADION WERGU WETAN  
KABUPATEN KUDUS

NAMA GAMBAR

RENCANA JARINGAN DRAINASE  
STADION WERGU WETAN

NAMA MAHASISWA / NRP

FEBBRI HERNING SOAEDY /  
3114106028

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
Ir. Sudiwaluyo, MS.

SKALA GAMBAR

1 : 1500

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
2	17

KETERANGAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE  
STADION WERGU WETAN  
KABUPATEN KUDUS

NAMA GAMBAR

ARAH ALIRAN PIPA SUBSURFACE

NAMA MAHASISWA / NRP

FEBBRI HERNING SOAEDY /  
3114106028

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
Ir. Sudiwaluyo, MS.

SKALA GAMBAR

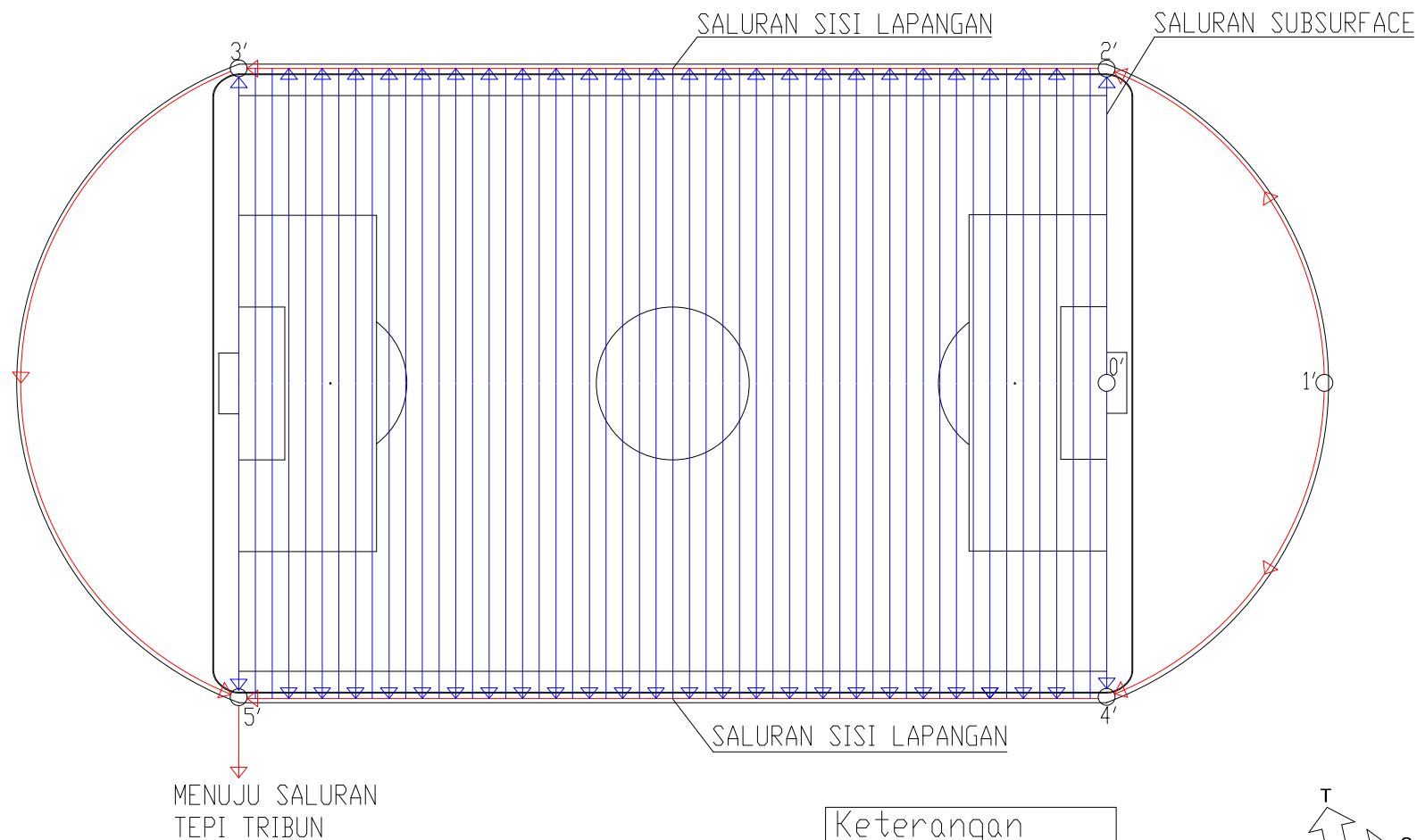
1 : 750

NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

3

17

KETERANGAN



ARAH ALIRAN PIPA SUBSURFACE

SKALA 1 : 750



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE  
STADION WERGU WETAN  
KABUPATEN KUDUS

NAMA GAMBAR

DENAH PEMASANGAN  
PIPA SUBSURFACE

NAMA MAHASISWA / NRP

FEBBRI HERNING SOAEDY /  
3114106028

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
Ir. Sudiwaluyo, MS.

SKALA GAMBAR

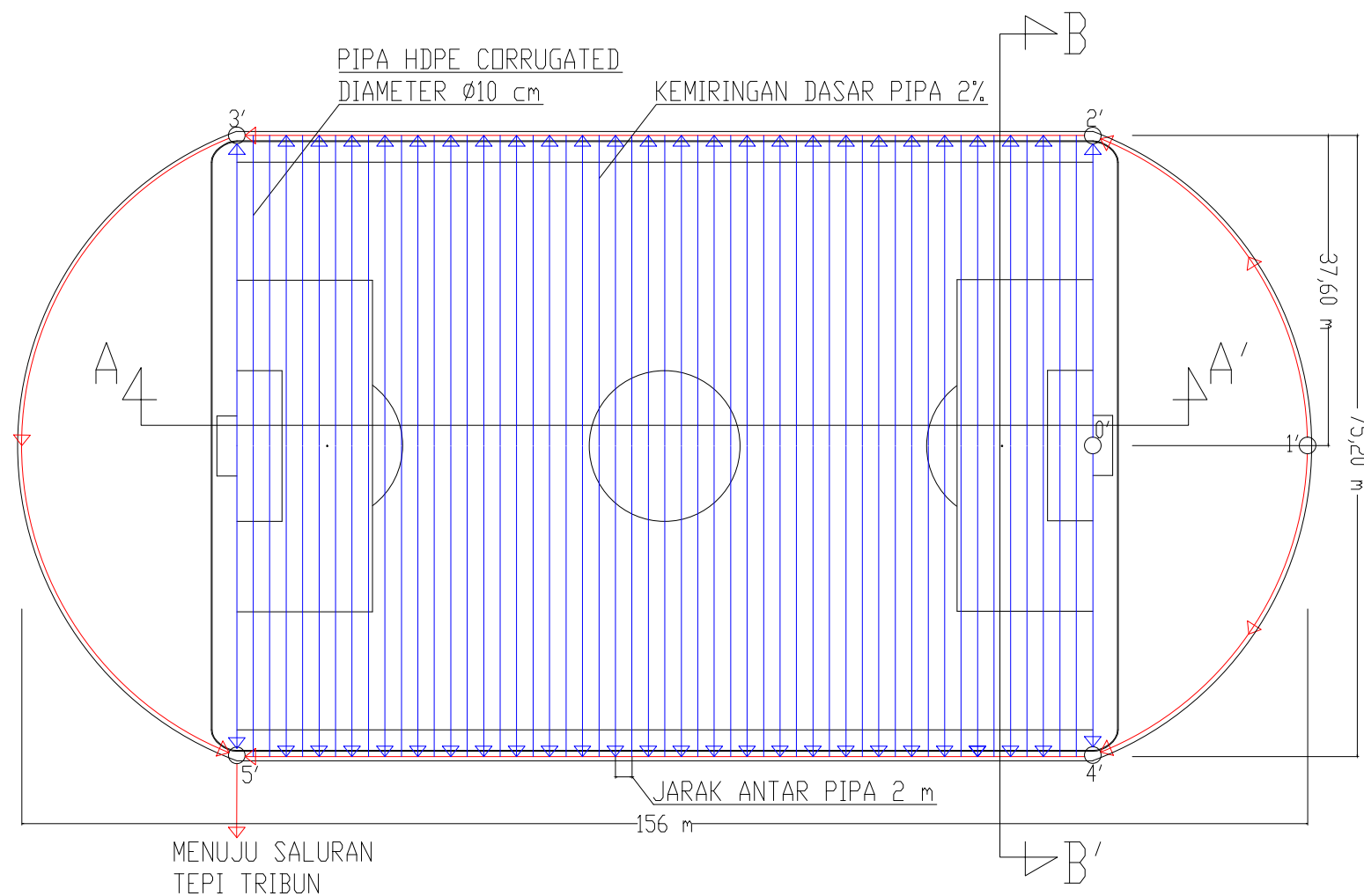
1 : 750

NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

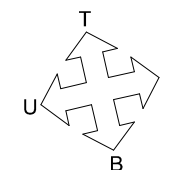
4

17

KETERANGAN

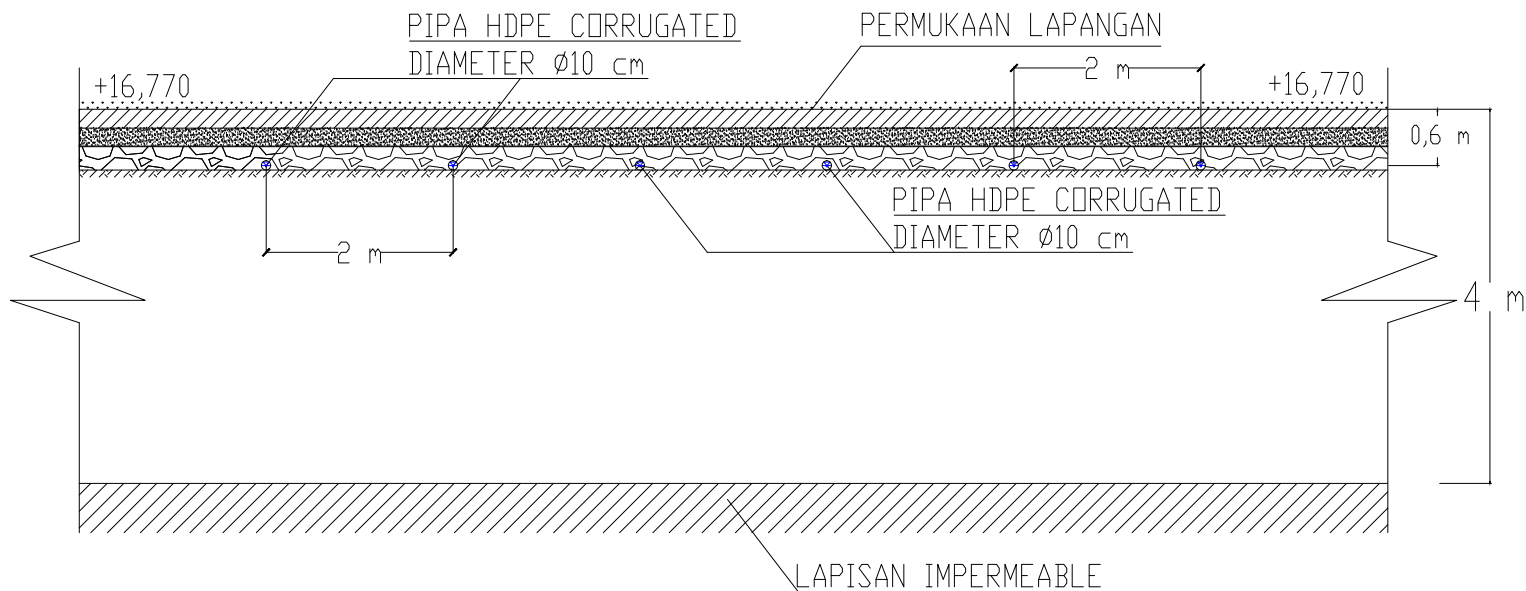


Keterangan	
—	Saluran Subsurface
—	Saluran Surface
→	Arah Aliran



DENAH PEMASANGAN PIPA SUBSURFACE

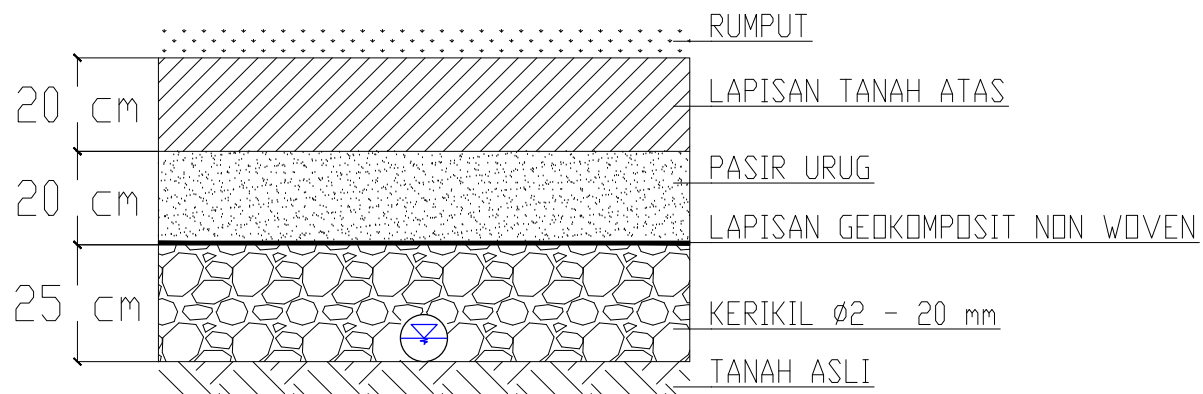
SKALA 1 : 750



POTONGAN A - A'

MEMANJANG JARINGAN SUBSURFACE

SKALA 1 : 75



DETAIL LAPISAN SUBSURFACE DRAIN

SKALA 1 : 15



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE  
STADION WERGU WETAN  
KABUPATEN KUDUS

NAMA GAMBAR

POTONGAN MEMANJANG  
JARINGAN SUBSURFACE

NAMA MAHASISWA / NRP

FEBBRI HERNING SOAEDY /  
3114106028

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
Ir. Sudiwaluyo, MS.

SKALA GAMBAR

1 : 75

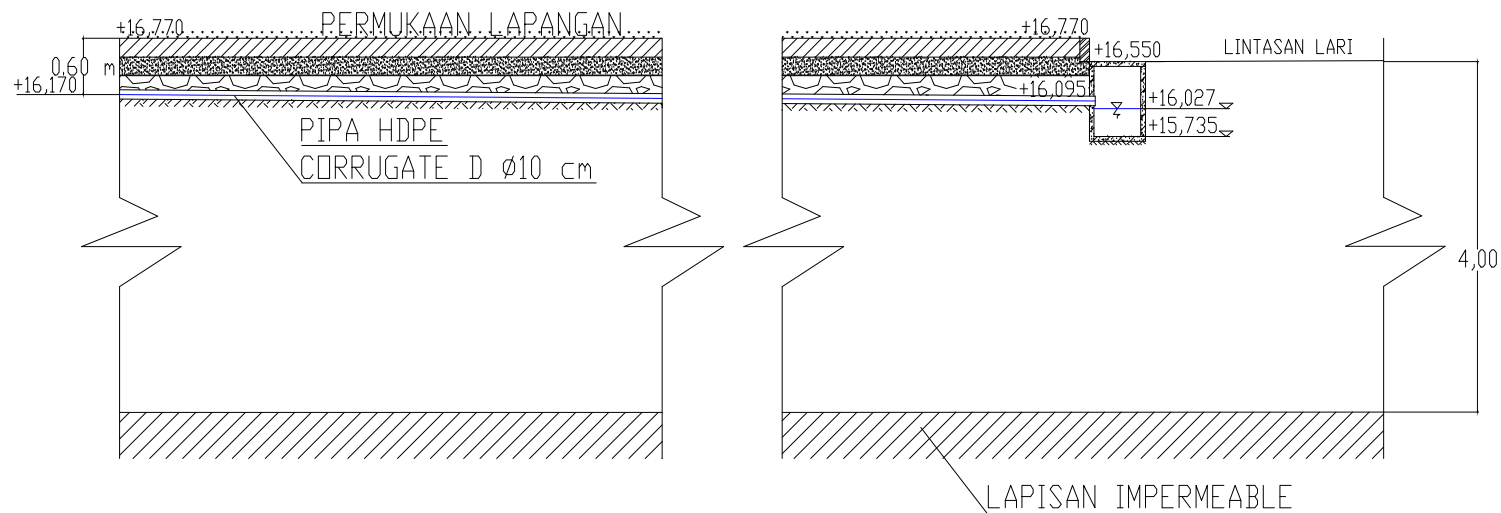
1 : 10

NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

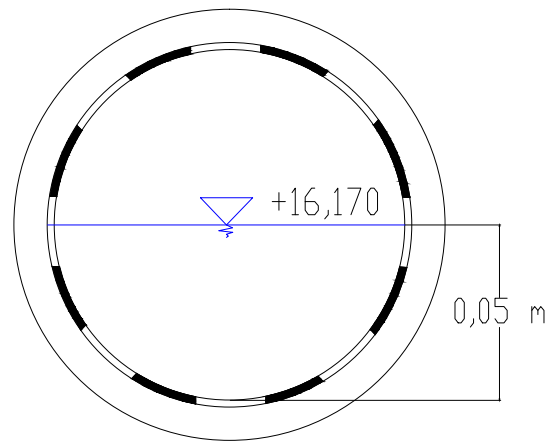
5

17

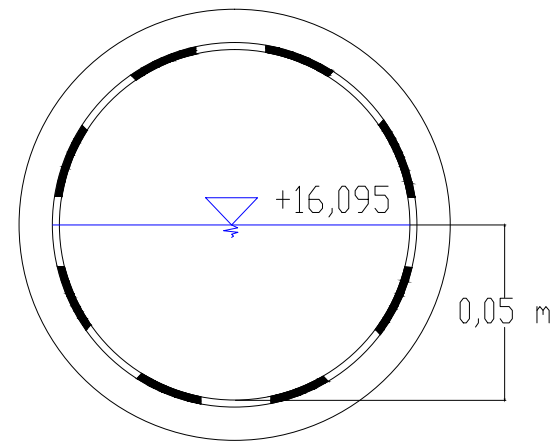
KETERANGAN



POTONGAN B - B'  
MELINTANG JARINGAN SUBSURFACE  
SKALA 1 : 75



PIPA HDPE CORRUGATED HULU Ø10 cm  
SKALA 1 : 2



PIPA HDPE CORRUGATED HILIR Ø10 cm  
SKALA 1 : 2



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE  
STADION WERGU WETAN  
KABUPATEN KUDUS

NAMA GAMBAR

POTONGAN MELINTANG  
JARINGAN SUBSURFACE

NAMA MAHASISWA / NRP

FEBBRI HERNING SOAEDY /  
3114106028

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
Ir. Sudiwaluyo, MS.

SKALA GAMBAR

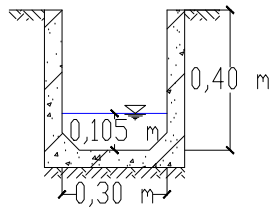
1 : 75  
1 : 2

NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

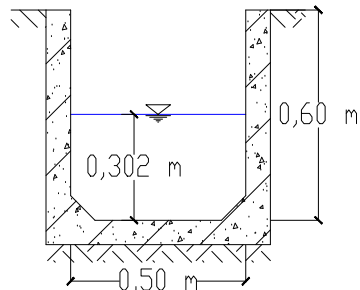
6

17

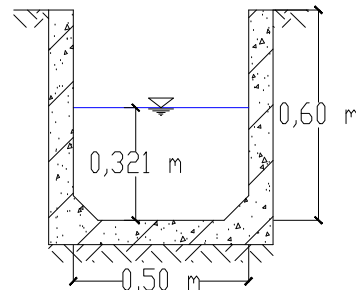
KETERANGAN



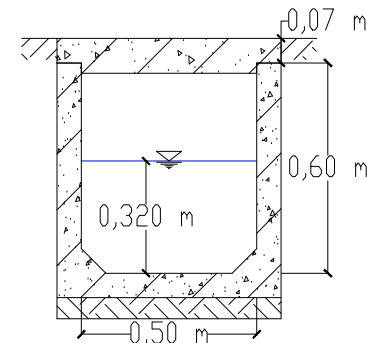
SALURAN 0 - 1  
SKALA 1 : 20



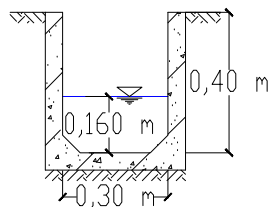
SALURAN 1 - 2  
SKALA 1 : 20



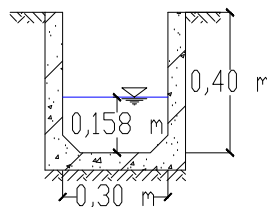
SALURAN 2 - 3  
SKALA 1 : 20



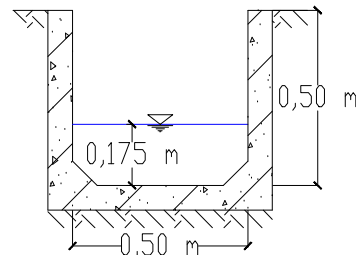
SALURAN 3 - 9  
SKALA 1 : 20



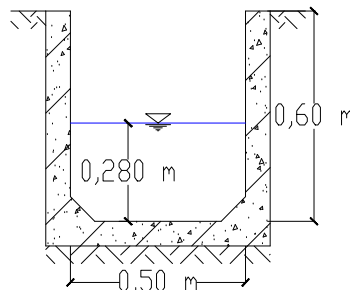
SALURAN 0 - 4  
SKALA 1 : 20



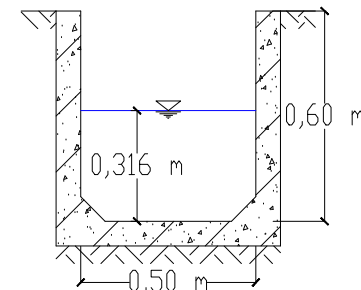
SALURAN 4 - 5  
SKALA 1 : 20



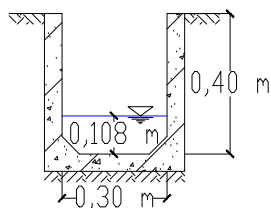
SALURAN 5 - 6  
SKALA 1 : 20



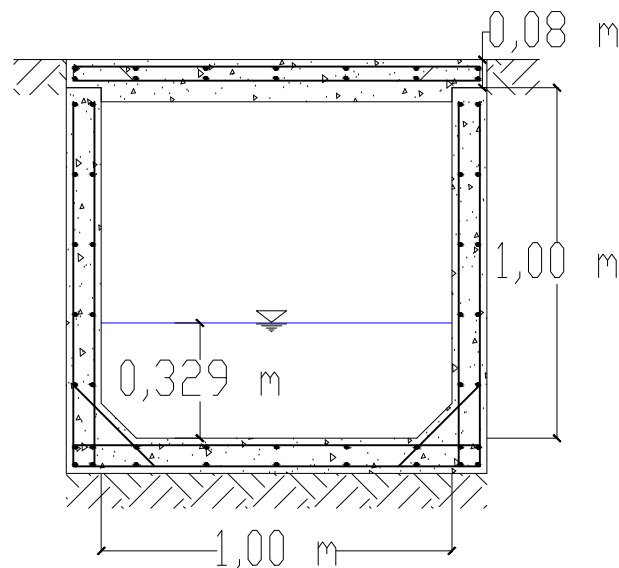
SALURAN 6 - 7  
SKALA 1 : 20



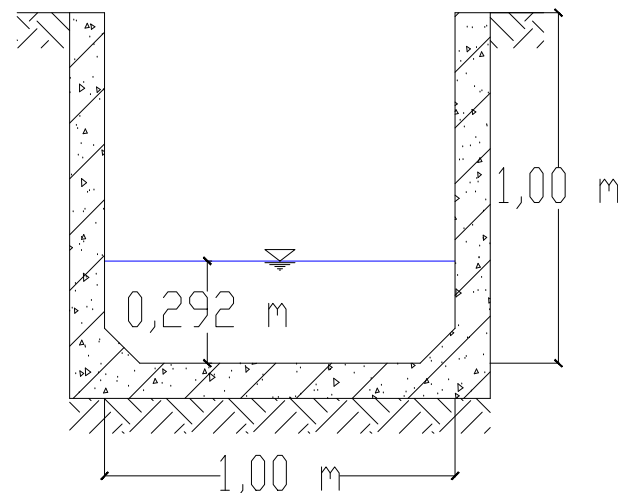
SALURAN 7 - 8  
SKALA 1 : 20



SALURAN 12 - 13  
SKALA 1 : 20



SALURAN 9 - 10  
SKALA 1 : 20



SALURAN 8 - 9  
SKALA 1 : 20



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE  
STADION WERGU WETAN  
KABUPATEN KUDUS

NAMA GAMBAR

POTONGAN MELINTANG  
SALURAN SURFACE DRAINAGE

NAMA MAHASISWA / NRP

FEBBRI HERNING SOAEDY /  
3114106028

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
Ir. Sudiwaluyo, MS.

SKALA GAMBAR

1 : 20

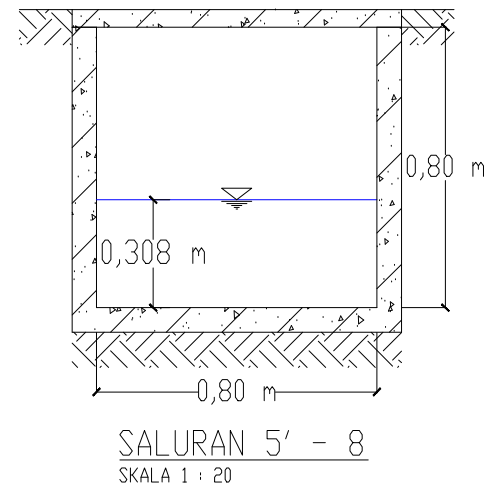
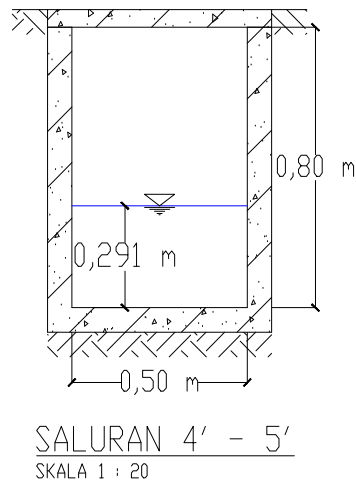
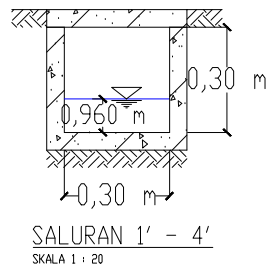
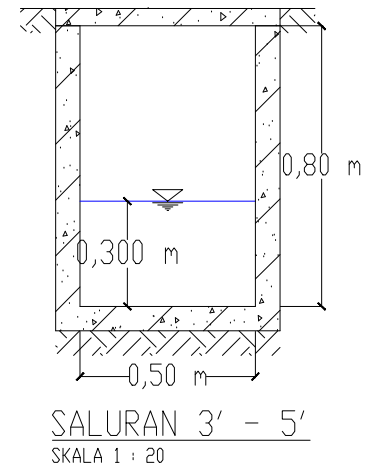
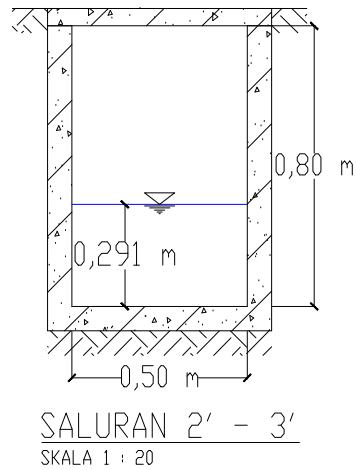
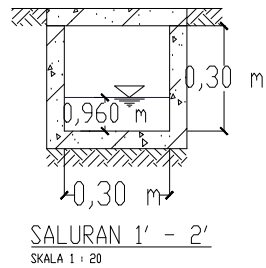
NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

7

17

KETERANGAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE  
STADION WERGU WETAN  
KABUPATEN KUDUS

NAMA GAMBAR

POTONGAN MELINTANG  
SALURAN SUBSURFACE DRAINAGE

NAMA MAHASISWA / NRP

FEBBRI HERNING SOAEDY /  
3114106028

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
Ir. Sudiwaluyo, MS.

SKALA GAMBAR

1 : 20

NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

8

17

KETERANGAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE  
STADION WERGU WETAN  
KABUPATEN KUDUS

NAMA GAMBAR

DENAH POTONGAN MEMANJANG DAN  
MELINTANG SALURAN STADION  
WERGU WETAN

NAMA MAHASISWA / NRP

FEBBRI HERNING SOAEDY /  
3114106028

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
Ir. Sudiwaluyo, MS.

SKALA GAMBAR

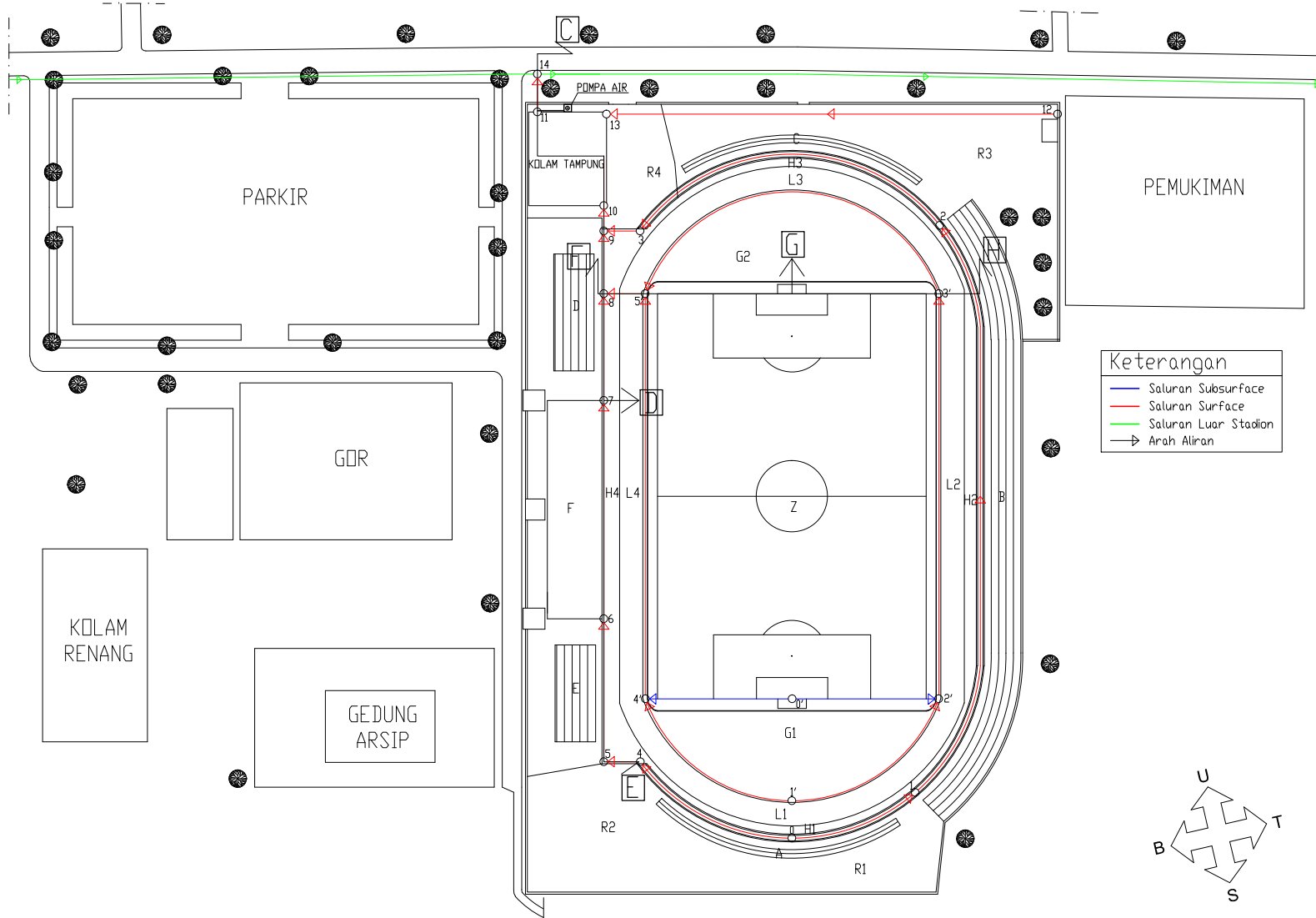
1 : 1500

NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

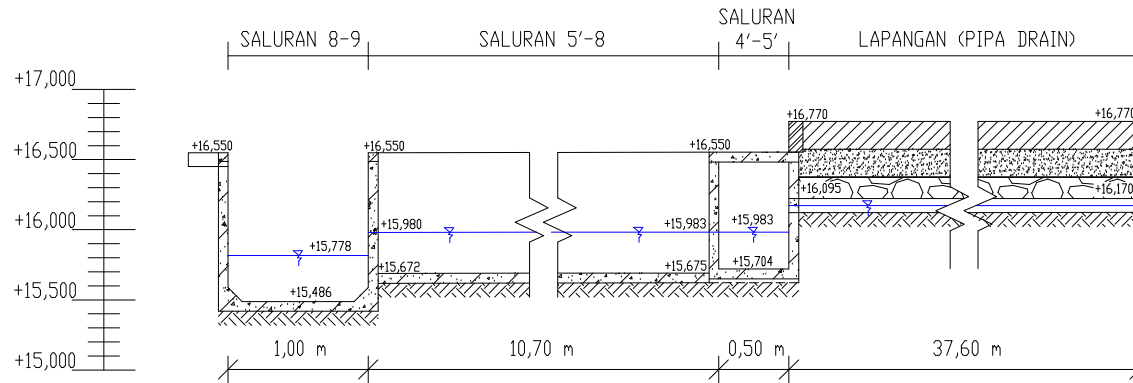
9

17

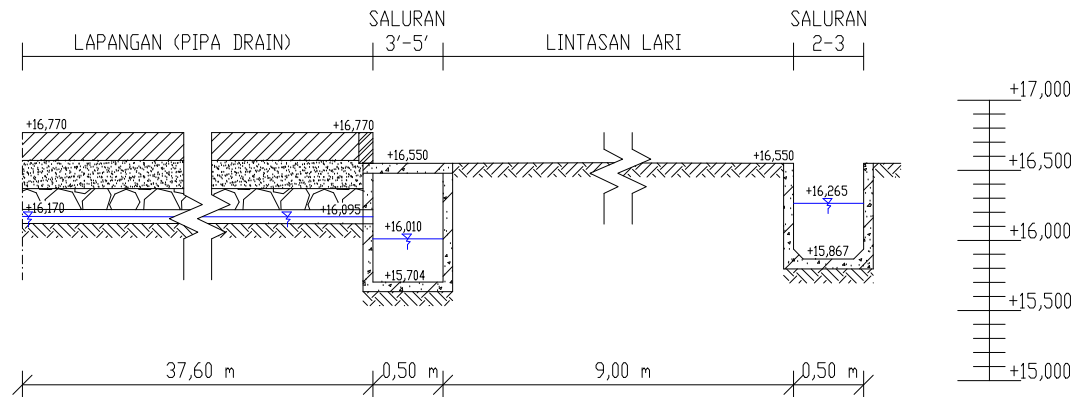
KETERANGAN



DENAH POTONGAN MEMANJANG DAN MELINTANG  
SKALA 1 : 1500



POTONGAN F - G  
SKALA 1 : 50



POTONGAN G - H  
SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE  
STADION WERGU WETAN  
KABUPATEN KUDUS

NAMA GAMBAR

POTONGAN MELINTANG SALURAN  
STADION WERGU WETAN

NAMA MAHASISWA / NRP

FEBBRI HERNING SOAEDY /  
3114106028

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
Ir. Sudiwaluyo, MS.

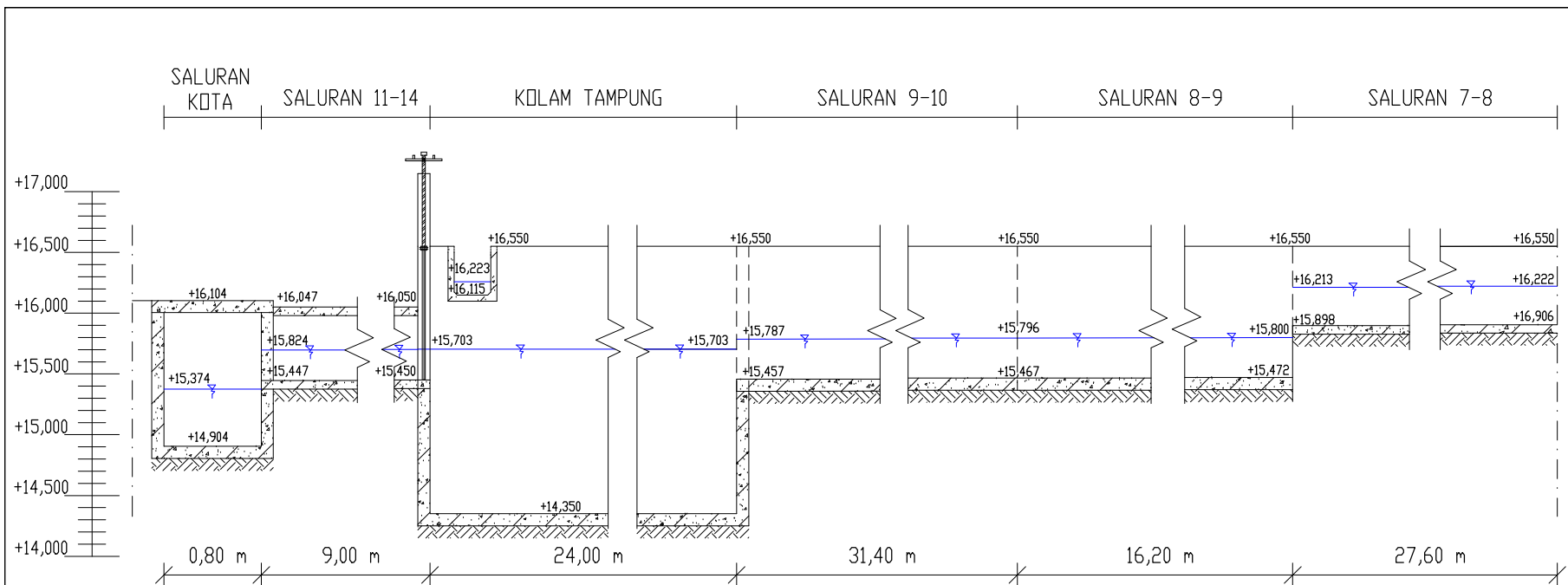
SKALA GAMBAR

1 : 50

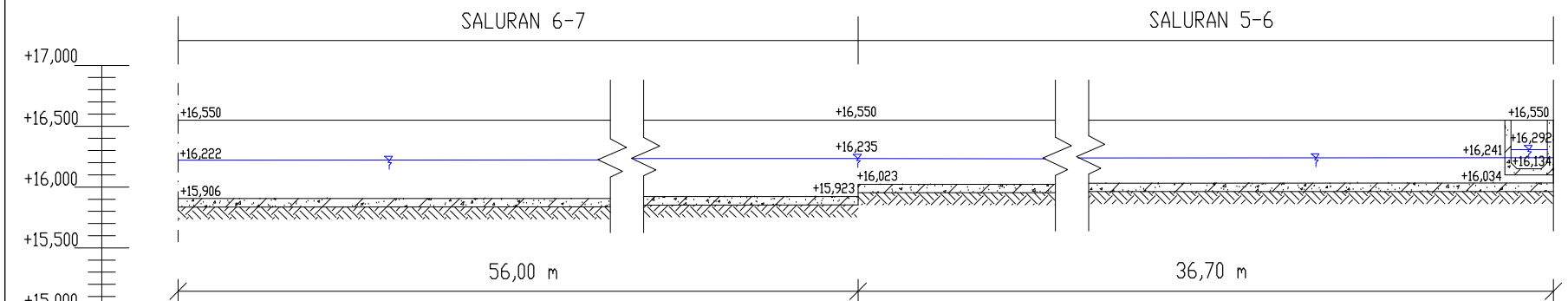
NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
------------	---------------

10	17
----	----

KETERANGAN



POTONGAN C - D  
SKALA 1 : 50



POTONGAN D - E  
SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE  
STADION WERGU WETAN  
KABUPATEN KUDUS

NAMA GAMBAR

POTONGAN MEMANJANG SALURAN  
STADION WERGU WETAN

NAMA MAHASISWA / NRP

FEBBRI HERNING SOAEDY /  
3114106028

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
Ir. Sudiwaluyo, MS.

SKALA GAMBAR

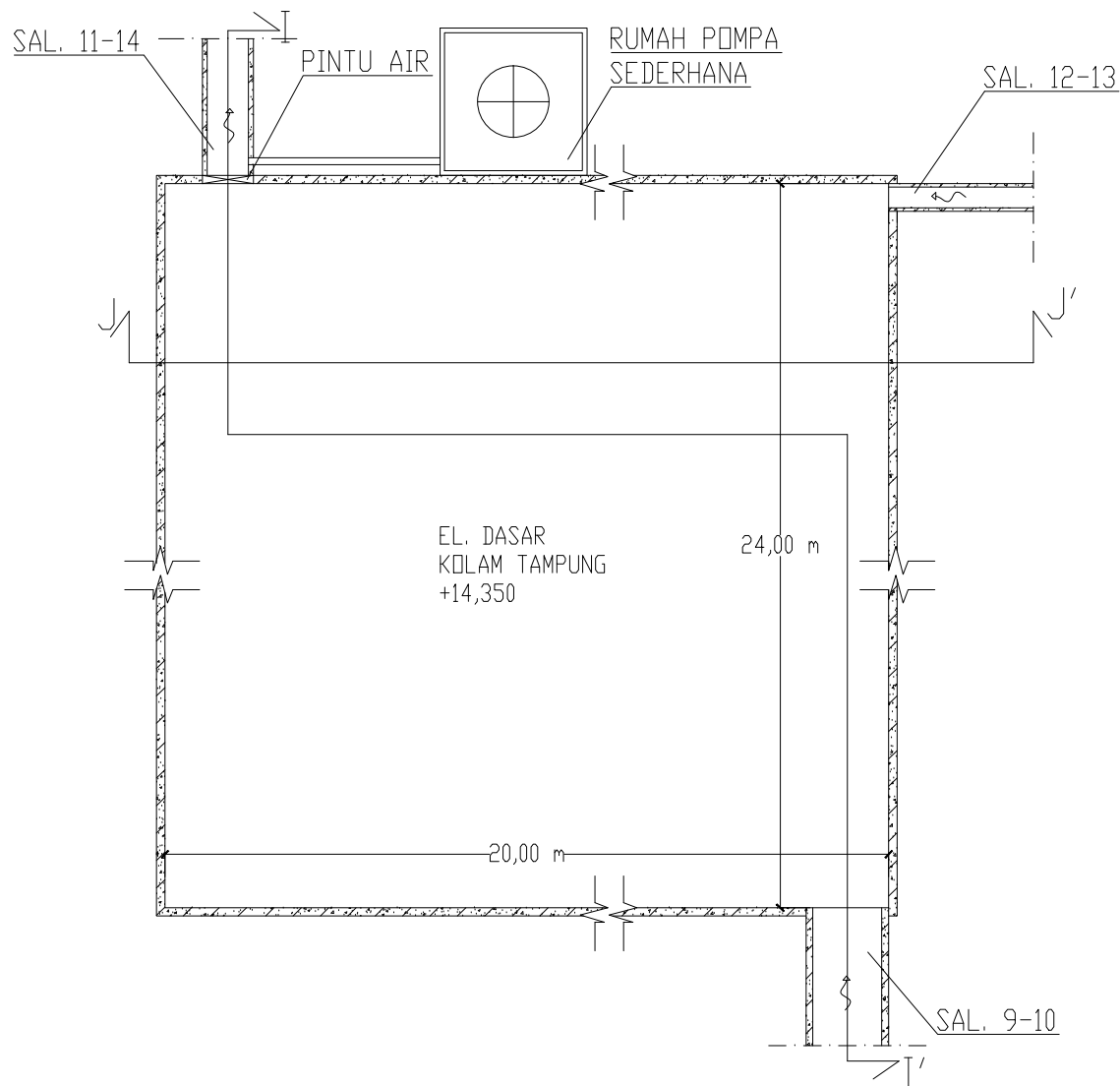
1 : 50

NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

11

17

KETERANGAN



DENAH KOLAM TAMPUNG

SKALA 1 : 100



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE  
STADION WERGU WETAN  
KABUPATEN KUDUS

NAMA GAMBAR

DENAH KOLAM TAMPUNG

NAMA MAHASISWA / NRP

FEBBRI HERNING SOAEDY /  
3114106028

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
Ir. Sudiwaluyo, MS.

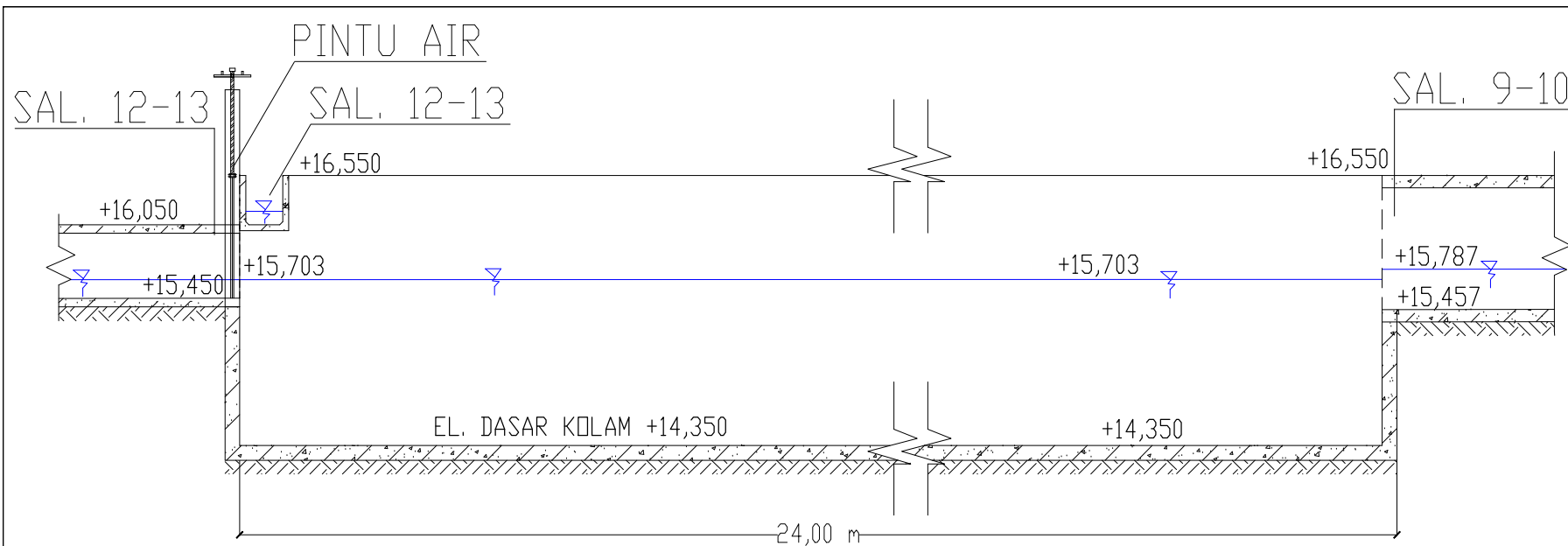
SKALA GAMBAR

1 : 100

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
------------	---------------

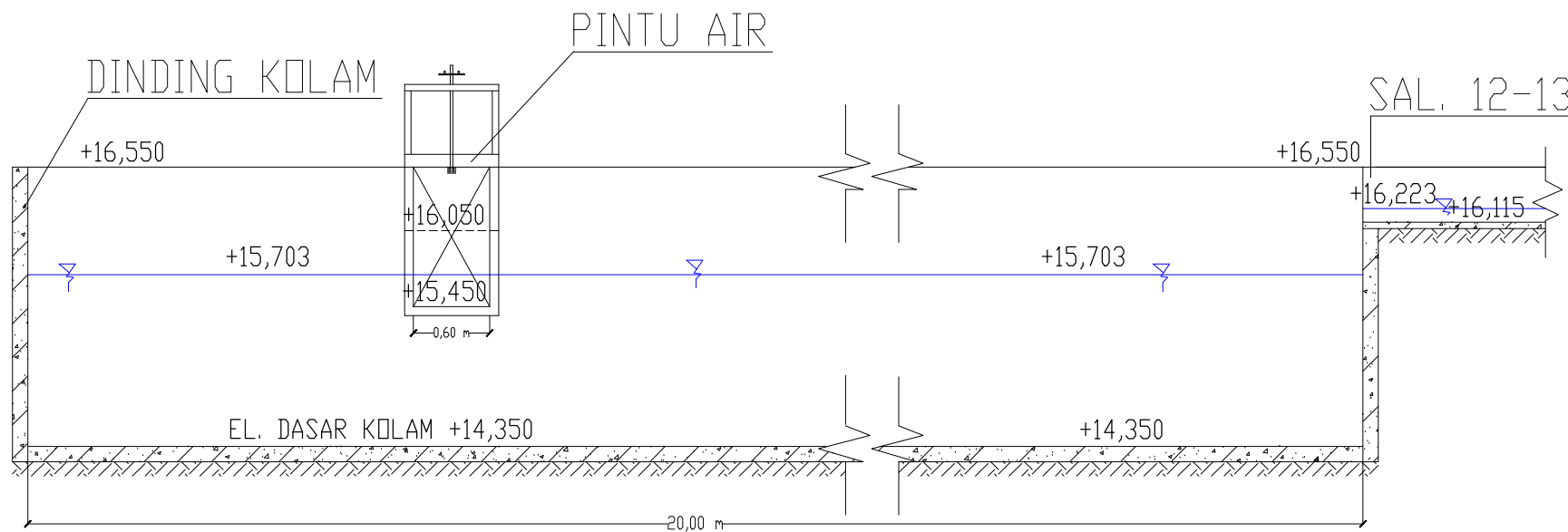
12	17
----	----

KETERANGAN



POTONGAN I - I'

SKALA 1 : 50



POTONGAN J - J'

SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE  
STADION WERGU WETAN  
KABUPATEN KUDUS

NAMA GAMBAR

POTONGAN I - I'  
POTONGAN J - J'  
KOLAM TAMPUNG

NAMA MAHASISWA / NRP

FEBBRI HERNING SOAEDY /  
3114106028

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
Ir. Sudiwaluyo, MS.

SKALA GAMBAR

1 : 50

NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

13

17

KETERANGAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE  
STADION WERGU WETAN  
KABUPATEN KUDUS

NAMA GAMBAR

SKEMA JARINGAN DRAINASE  
DALAM STADION

NAMA MAHASISWA / NRP

FEBBRI HERNING SOAEDY /  
3114106028

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
Ir. Sudiwaluyo, MS.

SKALA GAMBAR

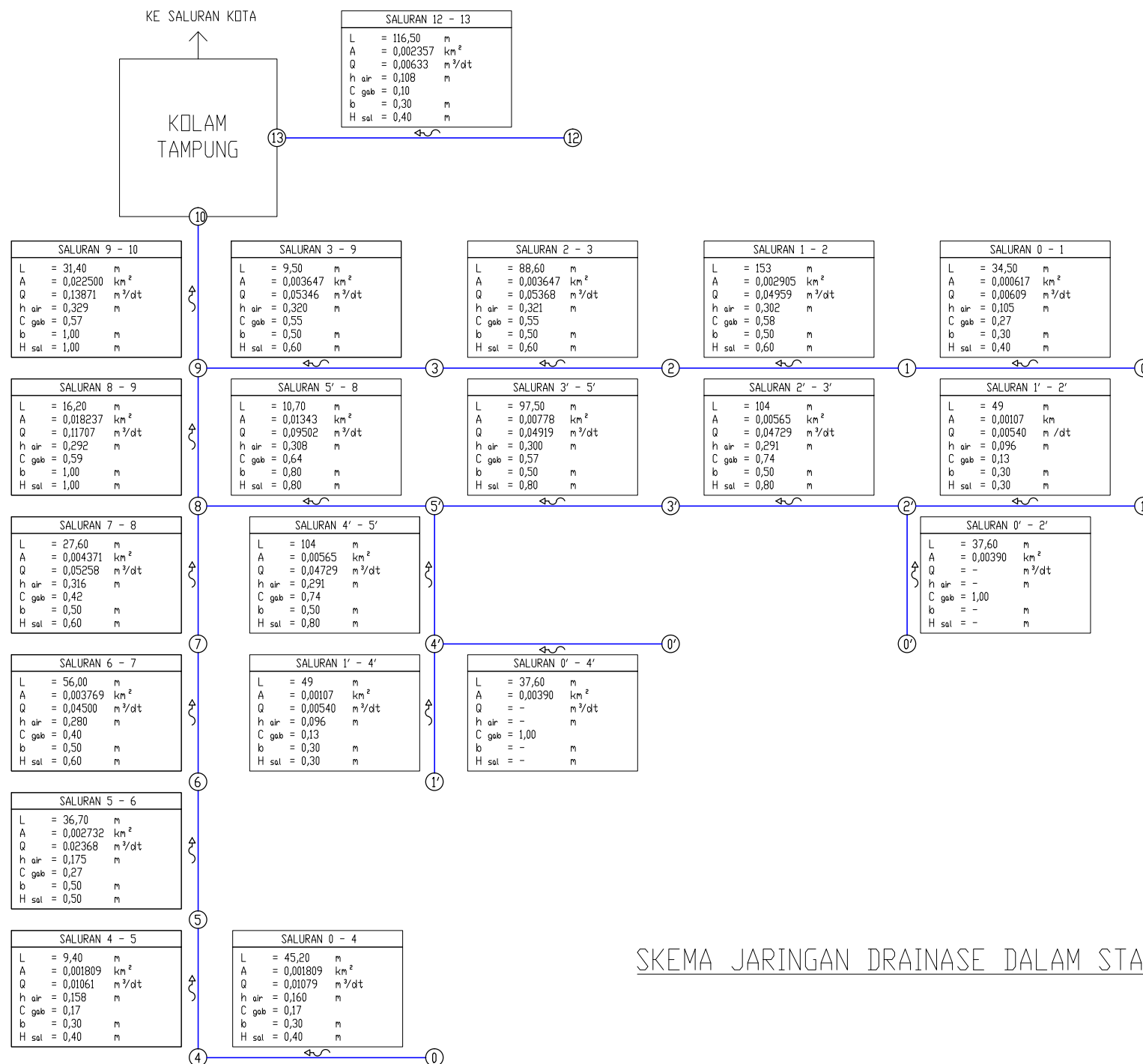
-

NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

14

17

KETERANGAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE  
STADION WERGU WETAN  
KABUPATEN KUDUS

NAMA GAMBAR

SKEMA JARINGAN DRAINASE  
LUAR STADION

NAMA MAHASISWA / NRP

FEBBRI HERNING SOAEDY /  
3114106028

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
Ir. Sudiwaluyo, MS.

SKALA GAMBAR

-

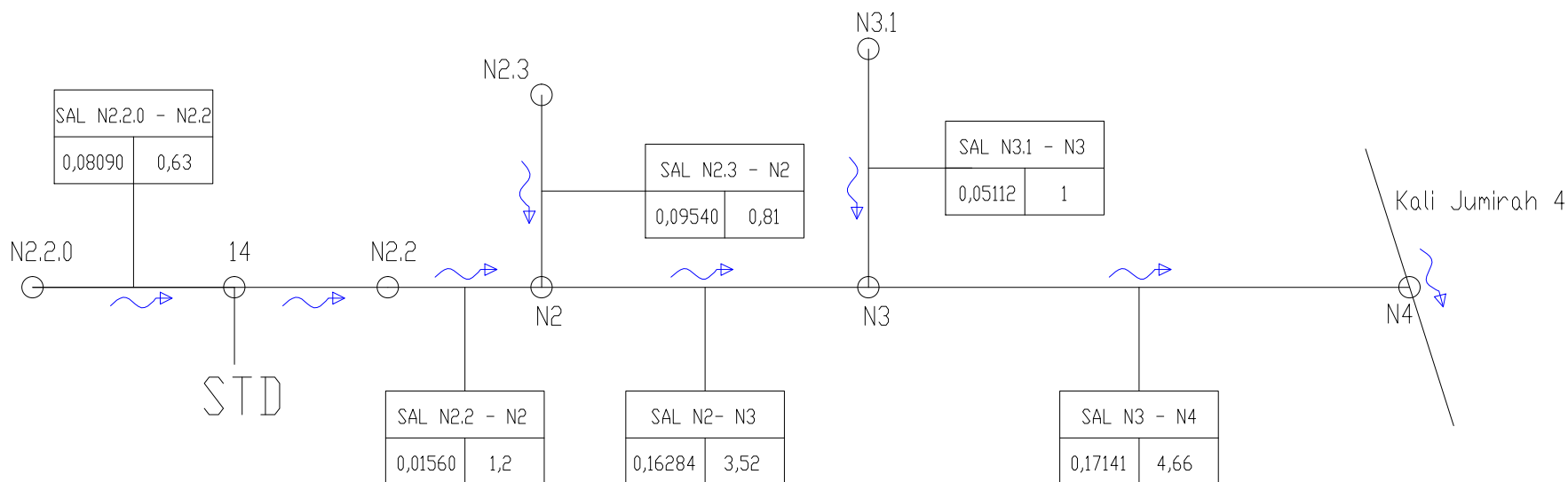
NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

15

17

KETERANGAN

131



Keterangan

Nama Saluran	
Luas Area (km2)	Debit (m3/dt)

SKEMA JARINGAN DRAINASE LUAR STADION





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE  
STADION WERGU WETAN  
KABUPATEN KUDUS

NAMA GAMBAR

LONG SECTION

NAMA MAHASISWA / NRP

FEBBRI HERNING SOAEDY /  
3114106028

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
Ir. Sudiwaluyo, MS.

SKALA GAMBAR

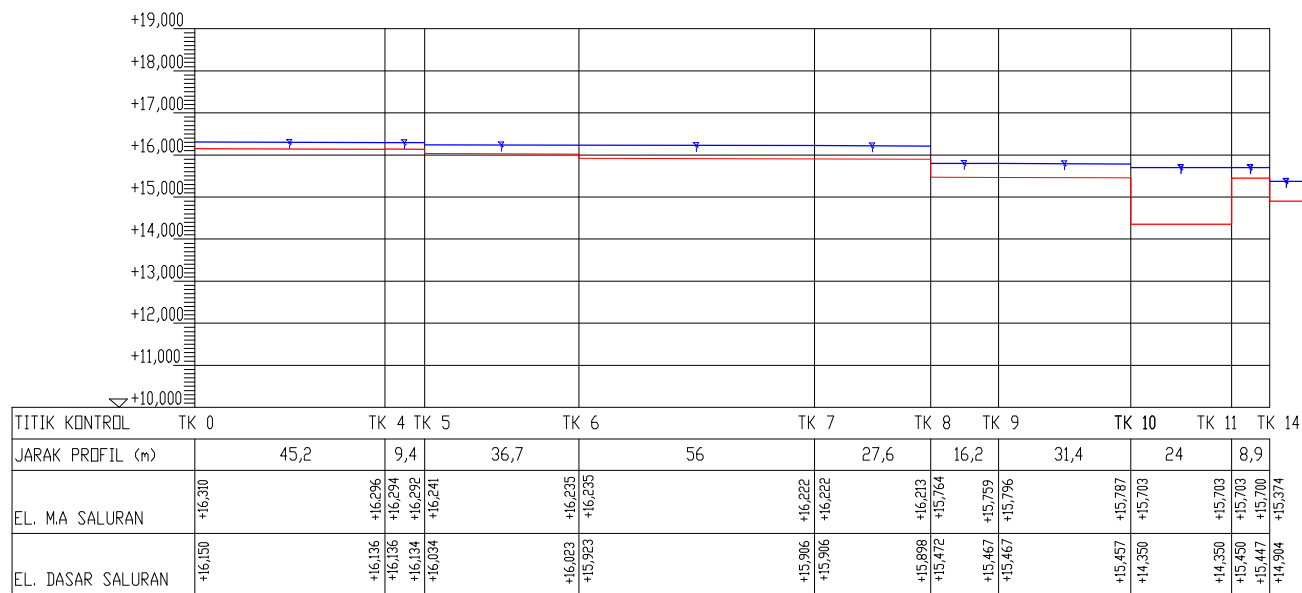
1 : 75

NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

16

17

KETERANGAN



PENAMPANG LONG SECTION

SKALA 1 : 75



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE  
STADION WERGU WETAN  
KABUPATEN KUDUS

NAMA GAMBAR

LONG SECTION

NAMA MAHASISWA / NRP

FEBBRI HERNING SOAEDY /  
3114106028

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.  
Ir. Sudiwaluyo, MS.

SKALA GAMBAR

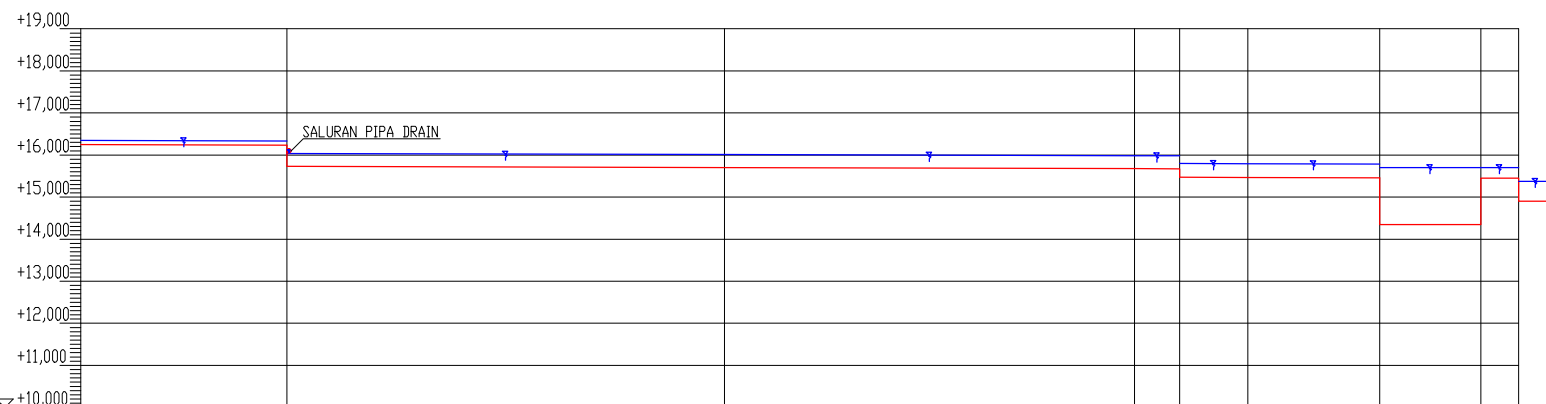
1 : 75

NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

17

17

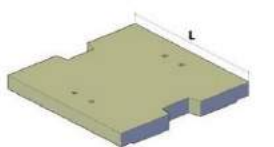
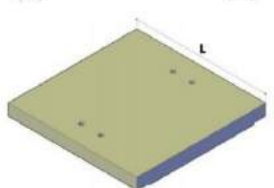
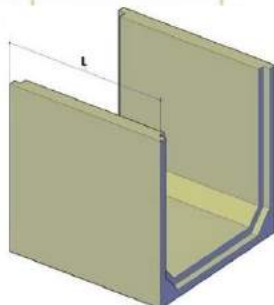
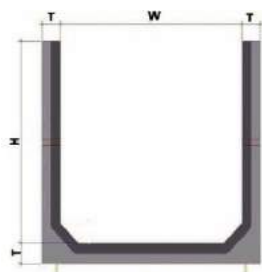
KETERANGAN



TITIK KONTROL	TK 1'	TK 2'	TK 3'	TK 5'	TK 8	TK 9	TK 10	TK 11	TK 14
JARAK PROFIL (m)	49	104	97,5	10,7	16,2	31,4	24	8,9	
EL. MA SALURAN	+16,346	+16,332 +16,038	+16,010 +16,010	+15,983 +15,983 +15,980	+15,764	+15,759 +15,796	+15,787 +15,703	+15,703 +15,703 +15,700	+15,374
EL. DASAR SALURAN	+16,250	+16,235 +15,735	+15,704 +15,704	+15,675 +15,675 +15,672	+15,472	+15,467 +15,467	+15,457 +14,350	+14,350 +15,450 +15,447	+14,904

PENAMPANG LONG SECTION

SKALA 1 : 75



## U - DICTH

TIPE	DIMENSI (mm)				BERAT kg
	W	H	T	L	
U 30X30X120	300	300	50/70	1200	144/210
U 30X40X120	300	400	50/70	1200	146/230
U 40X40X120	400	400	50/70	1200	187/270
U 50X50X120	500	500	70/100	1200	331/490
U 50X60X120	500	600	70/100	1200	335/510
U 60X60X120	600	600	70/100	1200	391/576
U 70X70X120	700	700	100/120	1200	662/809
U 70X80X120	700	800	100/120	1200	682/820
U 80X80X120	800	800	100/120	1200	749/912
U 100X100X120	1000	1000	100/120	1200	922/1120
U 100X120X120	1000	1200	100/120	1200	942/1150
U 120X120X120	1200	1200	100/120	1200	1094/1327
U 150X150X120	1500	1500	150/200	1200	2074/2822

## COVER

TIPE	DIMENSI (mm)					BERAT Kg
	W	T	S1	S2	L	
CU 30	400/440	60	50/70	55/75	1200	69/76
CU 40	500/540	80	50/70	55/75	1200	86/93
CU 50	640/700	100	70/100	75/105	1200	111/121
CU 60	740/800	100	70/100	75/105	1200	128/138
CU 70	900/940	100	100/120	105/125	1200	156/162
CU 80	1000/1040	100	100/120	105/125	1200	173/180
CU100	1200/1240	120	100/120	105/125	1200	207/214
CU 120	1400/1440	120	100/120	105/125	1200	242/249
CU 150	1800/1990	150	150/200	155/205	1200	311/344

### Keterangan :

1. Mutu Beton minimum 350 kg/cm<sup>2</sup>
2. Mutu Baja Tulangan U - 24, U - 40 dan U - 50 (JIS A5305 ; JIS 5345)
3. Selain tipe diatas menyesuaikan spesifikasi permintaan
4. Data sewaktu - waktu dapat berubah tanpa pemberitahuan

## HDPE CORRUGATED SUBSOIL DRAINAGE PIPE

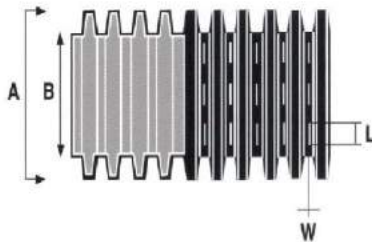
### ADVANTAGES

- ◆ Light weight
- ◆ High structural strength
- ◆ Long lengths
- ◆ Easy to install
- ◆ Flexible
- ◆ Chemically inert
- ◆ Abrasion resistance
- ◆ Cost effective

### APPLICATIONS

- ◆ Golf course
- ◆ Sports field
- ◆ Parks
- ◆ Landscaping
- ◆ Agriculture
- ◆ Retaining walls
- ◆ Highways and roads
- ◆ Sludge drying beds

### PRODUCT DATA



Nominal Diameter (mm)	Outside Diameter (mm), A	Inside Diameter (mm), B	Perforation Size (mm) W x L	Slot Area (mm <sup>2</sup> /m)	Coil Length (m)
100	119	100	1.5 x 20.0	6,480	50
150	175	150	1.5 x 30.0	7,020	30

## AF SERIES SEWAGE / WASTEWATER SUBMERSIBLE PUMPS

### AF-615 · AF-620 · AF-630

#### SPECIFICATIONS

Item	Description
Limits of Use	Liquid Temp. 0-40°C(32-104°F)
Applications	Wastewater/Sewage
Frequency	60Hz
Motor	4P(1800rpm) Dry Motor
Insulation	Class F
Protection	IP68
Protector	MTS & MS
Bearing	Ball type
M seal	Double M seals
Impeller	Enclosed-channel
Upper Cover	FC200
Motor Frame	FC200
Shaft	SUS420J2
M seal	CA/CE & SiC/SiC
Casing	FC200
Impeller	FC200
Cable	VCT or H07RN-F or SOW
Optional	—



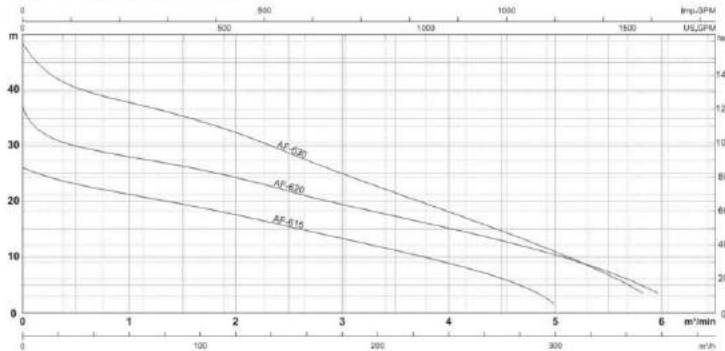
Enclosed-channel Impeller



AF-615 - AF-620

Model	Power HP(kW)	Discharge inch(mm)	Standard		MAX		Solid Passage mm(inch)	Weight(W/O Cable) 10-kg(lb)	30-kg(lb)	Phase	Voltage							
			m <sup>3</sup> /min	ft <sup>3</sup> /min	G-PM	ft <sup>3</sup> /min					G-PM	110V	220V	220V	230V	380V	460V	575V
AF-615	15(11)	6"(150)	15-2.5	52-660	26-6.6	85-1480	70(2 7/8)	—	217(478)	—	—	—	39.0	38.2	22.2	19.1	15.3	
AF-620	20(15)	6"(150)	21-2.5	68-660	31.5-6.0	102-1585	70(2 7/8)	—	228(503)	Full load Amps	—	—	49.5	47.3	28.5	23.7	18.9	
AF-630	30(22)	6"(150)	29-2.5	95-660	43-6.0	142-1585	76(3")	—	209(461)		—	—	—	75.2	73.2	42.4	36.6	

#### PERFORMANCE CURVES



Model	Power HP(kW)	Discharge inch(mm)	H:feet	20'	40'	60'	80'	100'	120'	140'	Q:m <sup>3</sup> /min								
											Q:m <sup>3</sup> /h	8.5	1	1.5	2	2.5	3.5	4.5	5.5
AF-615	15(11)	6"(150)	Q:US.GPM	1192	866	485	66	—	—	—	H:m	23.2	21.3	19.5	17.6	15.5	11.2	6.2	—
AF-620	20(15)	6"(150)		1500	1230	866	525	108	—	—		30.0	28.0	26.4	24.4	21.8	17.4	13.0	7.4
AF-630	30(22)	6"(150)		1474	1280	1052	616	600	334	74		40.5	37.8	35.4	32.4	28.8	21.0	14.8	6.8



Laboratorium Mekanika Tanah  
Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik  
Universitas Diponegoro  
Semarang

### BORE LOG

<b>Project :</b> Perencanaan Jembatan Tanggulungan Kudus				<b>Location :</b> ABT Sisi Demak, Jbt Tanggulungan Kudus, Jawa Tengah				<b>Bore Hole No :</b> BH. 1 Page 1			
Date of drilling : Oktober 2015 Bore Machine : Cocor Pump : Suncen Master bore : Kurniawan Drilling methods : Rotary				Described by : Agus RAS, ST Checked by : H. M u h r o z I, MS Date of photograph : Sample store at : Semarang Ground Water Depth : -4.00 meter				Coordinate : X : Y : Elevation : Z : Inclination : Azimuth :			
Diameter of hole : 73 mm											

Date	Depth (m)	Depth (m)	Thickness (m)	sample	Symbol	Layer Type	DESCRIPTION	Field Test				
								SPT				
								Depth (m)	N	10	30	50
Oktober 2015	0,00											
	1	2,50				LANAU kelepungan	lunak, warna coklat abu-abu	2,00				
	2							2,45				
	3	2,50										
	4	1,50				LANAU kepasiran halus	sangat lunak, warna coklat	4,00				
	5							4,40				
	6							6,00				
	7							6,45				
	8							8,00				
	9	9,00						9,45				
	10							10,00				
	11							10,45				
	12							12,00				
	13							12,45				
	14							14,00				
	15							14,45				
	16							16,00				
	17							16,45				
	18							18,00				
	19							18,45				
	20							20,00				
	21	21,00						20,45				
	22							22,00				
	23							22,45				
	24							24,00				
25	25,00						24,45					

NOTE :

# DATA CURAH HUJAN TAHUNAN

( dalam - mm )

No. Stasiun : 164 SR 32  
 Nama Stasiun : KUDUS / KOTA  
 Ketinggian :  
 Koordinat :

CABANG-DINAS :  
 TAHUN :

DPR. KAB. KUDUS  
 2006

Tanggal	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGT	SEP	OKT	NOV	DES
1	40	15	33	2	1	-	-	-	-	-	-	-
2	35	4	1	-	-	7	-	-	-	-	-	-
3	52	-	-	16	34	-	-	-	-	-	-	-
4	28	3	-	4	-	-	-	-	-	-	-	-
5	2	15	-	11	2	-	-	-	-	-	-	22
6	-	4	2	-	-	-	-	-	-	-	-	16
7	7	10	34	-	3	-	-	-	-	-	-	-
8	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	44	72	-	-	-	-	-	-	4	13
10	-	-	27	-	-	-	-	-	-	-	-	8
11	10	14	-	-	12	-	-	-	-	-	-	5
12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18
13	23	2	4	44	-	-	-	-	-	-	-	-
14	-	-	-	6	-	-	-	-	-	-	-	32
15	64	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Total I	247	67	145	153	52	7	-	-	-	-	4	114
16	45	-	1	12	-	-	-	-	-	3	-	44
17	13	1	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-
18	12	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19	44	-	16	5	-	-	-	-	-	-	-	-
20	25	2	118	14	19	-	-	-	-	-	-	9
21	4	-	22	21	-	-	-	-	-	-	-	16
22	-	8	44	9	7	-	-	-	-	-	-	-
23	61	-	33	-	16	-	-	-	-	-	-	41
24	74	8	19	-	40	-	-	-	-	-	-	-
25	91	22	-	13	26	-	-	-	-	-	7	11
26	87	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	35
27	56	8	-	-	-	-	-	-	24	-	-	1
28	76	27	-	-	-	-	-	-	-	-	-	105
29	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	29
30	16	1	-	12	7	-	-	-	-	-	2	15
31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Total II	625	49	253	33	33	-	-	-	-	27	9	305
Total I + II	872	216	398	246	151	7	-	-	-	27	13	419
Jml Hari Hujan	24	17	14	15	11	1	-	-	-	2	3	17
Hujan Max	91	38	118	70	40	7	-	-	-	24	7	105

Total Pertahun : 2359 mm

Rata-rata 10 tahun terakhir : mm

KUDUS, 21. DES. 2006  
 PIA, Kepala Bidang Pengairan DPR. KAB. KUDUS.

Laporan tahunan : Cabang → PKD → Propinsi

(b. ISTIANAH, MT.)  
 NIP. 730 008 923.



## DATA CURAH HUJAN TAHUNAN

( dalam - mm )

No. Stasiun : 164 SR.32,  
 Nama Stasiun : KUDUS Kota  
 Ketinggian :  
 Koordinat :

CABANG DINAS : KUDUS / DPUR  
 TAHUN : 19 2007

Tanggal	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGT	SEP	OKT	NOP	DES
1	-	1	21	16	-	-	-	-	-	-	-	-
2	9	45	-	-	-	-	-	-	-	-	25	-
3	-	6	14	3	-	-	-	-	-	-	16	18
4	-	24	13	6	-	-	-	-	-	-	24	6
5	-	-	4	5	-	-	-	-	-	-	-	1
6	6	-	10	9	-	-	-	-	-	-	50	36
7	10	10	11	5	2	-	15	-	-	-	-	8
8	-	4	67	-	-	12	-	-	21	-	-	-
9	-	8	17	-	-	-	-	-	-	-	8	-
10	-	-	12	-	-	-	-	-	-	-	4	2
11	-	3	-	-	11	-	-	-	-	-	4	1
12	6	23	-	56	-	-	-	-	-	-	7	18
13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	21
14	-	-	11	4	-	-	-	-	-	-	10	13
15	-	-	1	7	2	5	-	-	-	-	19	-
Total I	30	154	211	107	15	17	15	-	21	-	201	123
16	-	12	31	2	-	-	-	-	-	-	10	-
17	-	-	8	7	16	-	-	-	-	-	2	4
18	-	3	13	32	8	-	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	1	26	2	-	-	-	-	-	19
20	-	8	-	22	-	-	-	-	-	-	49	-
21	-	36	3	-	-	-	-	-	-	6	-	4
22	19	-	-	-	-	29	-	-	-	-	-	121
23	3	1	-	34	-	-	5	-	-	-	-	35
24	25	1	-	-	-	-	-	-	-	2	-	2
25	-	-	6	16	-	-	-	-	-	7	-	97
26	17	62	-	29	-	-	-	-	-	-	-	-
27	2	3	22	-	-	-	-	-	-	12	4	1
28	5	-	17	-	-	7	-	-	-	-	10	60
29	1	-	5	-	-	8	-	-	-	-	9	9
30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12
31	3	-	24	-	-	-	-	-	-	1	-	25
Total II	75	131	129	143	50	46	-	5	-	28	19	457
Total I + II	105	285	340	250	65	63	15	5	21	28	220	580
Jml Hari Hujan	12	17	20	17	6	6	1	1	1	5	14	25
Hujan Max	19	62	67	56	26	29	15	5	21	12	50	121

Total Pertahun : 1977 mm

Rata-rata 10 tahun terakhir : mm

19

Kepala Cabang Dinas Pengairan

Laporan tahunan : Cabang -&gt; PKD -&gt; Propinsi

( )



# **DATA CURAH HUJAN TAHUNAN** ( Dalam - mm )

No. Stasiun : 164 SR 22.  
 Nama Stasiun : DPU Kab. Kudus  
 Ketinggian :  
 Koordinat :

Cabang Dinas Pengairan : DPU Kab. Kudus  
 Tahun : 2008

Tanggal	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGT	SEP	OKT	NOP	DES
1	17	4	12	6	-	-	-	-	1	-	2	-
2	85	44	-	-	29	-	-	-	-	-	-	-
3	6	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	74	-	9	-	-	-	-	-	-	-	2	3
5	4	30	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	2	20	3	19	9	-	-	-	-	-	-	-
7	69	78	-	-	5	-	-	-	-	-	-	-
8	19	71	8	20	7	-	-	-	1	5	-	-
9	3	50	15	-	-	-	-	-	4	30	19	2
10	8	72	-	16	-	-	-	-	-	-	3	60
11	-	51	64	-	-	-	-	-	-	-	-	28
12	-	13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11
13	-	94	-	-	-	4	-	-	-	8	-	-
14	-	30	7	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15	68	140	15	-	-	-	-	-	-	-	-	9
<b>Total I</b>	<b>360</b>	<b>699</b>	<b>136</b>	<b>61</b>	<b>50</b>	<b>4</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>6</b>	<b>43</b>	<b>26</b>	<b>123</b>
16	8	-	4	-	-	-	-	-	-	-	-	2
17	83	58	3	-	-	-	-	-	-	-	-	2
18	21	64	-	-	-	-	-	-	-	40	29	2
19	14	49	7	30	-	-	-	-	-	-	17	10
20	12	13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20
21	-	98	22	-	-	-	-	-	-	-	-	23
22	-	49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	36
23	6	4	-	8	3	-	-	-	-	-	-	4
24	-	40	37	-	-	-	-	-	-	-	-	11
25	-	-	-	1	-	-	-	-	-	22	28	-
26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	27	-	-
27	-	-	-	-	-	-	-	-	17	-	54	-
28	4	23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29	-	-	27	-	-	-	-	4	-	-	-	57
30	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
31	-	-	27	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>Total II</b>	<b>149</b>	<b>357</b>	<b>127</b>	<b>39</b>	<b>3</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>4</b>	<b>17</b>	<b>69</b>	<b>128</b>	<b>168</b>
<b>Total I + II</b>	<b>509</b>	<b>1056</b>	<b>263</b>	<b>100</b>	<b>53</b>	<b>4</b>	<b>-</b>	<b>4</b>	<b>23</b>	<b>112</b>	<b>154</b>	<b>291</b>
<b>Jumlah hari hujan</b>	<b>15</b>	<b>23</b>	<b>16</b>	<b>7</b>	<b>9</b>	<b>1</b>	<b>-</b>	<b>1</b>	<b>4</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>17</b>
<b>Hujan maksimum</b>	<b>85</b>	<b>140</b>	<b>64</b>	<b>30</b>	<b>29</b>	<b>4</b>	<b>-</b>	<b>4</b>	<b>17</b>	<b>40</b>	<b>54</b>	<b>60</b>

Total pertahun : 2.569 ..... mm

Rata - rata 10 tahun terakhir ..... mm  
 Kudus

Kepala Bidang Pengairan  
 DPU Kab. Kudus

Laporan tahunan :  
 Cabang --> BPSDA --> Dinas

# DATA CURAH HUJAN TAHUNAN ( Dalam - mm )

No. Stasiun : 164. SR 32  
Nama Stasiun : KUDUS / SDA  
Ketinggian :  
Koordinat :

Dinas Dinas Marga-Pengairan-BSDH...  
Tahun : 2005

Tanggal	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGT	SEP	OKT	NOP	DES
1	9	54	9	-	1	-	-	-	-	-	-	-
2	10	41	-	40	-	-	-	-	-	3	-	11
3	16	92	-	15	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	27	16	-	2	-	17	-	-	-	-	-
5	3	9	18	-	-	-	-	-	-	-	-	23
6	-	15	45	-	-	-	-	-	-	12	-	-
7	14	25	-	-	-	-	-	-	-	20	-	3
8	71	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	56	10	27	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	19	-	35	-	-	-	-	-	-	-	6	-
11	14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6
12	56	-	6	-	24	-	-	2	-	-	2	-
13	36	-	-	-	8	-	-	-	-	-	-	5
14	148	-	-	-	-	-	-	-	-	-	42	-
15	122	-	-	-	9	-	-	5	-	-	-	-
Total I	932	249	170	55	44	-	17	5	-	35	50	42
16	7	3	-	1	-	-	-	-	-	20	-	1
17	12	4	-	-	2	-	-	-	-	-	-	22
18	-	-	-	-	13	-	-	-	-	-	-	-
19	24	-	-	-	15	-	-	-	65	-	4	-
20	40	-	-	1	-	-	-	-	-	-	1	-
21	-	17	-	-	-	-	-	-	-	-	17	-
22	-	7	59	62	-	-	-	-	-	-	11	-
23	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	22
24	7	-	26	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25	5	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
26	10	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	95
27	4	3	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-
28	7	2	16	-	4	4	-	-	-	-	-	23
29	28	-	-	-	2	3	-	-	-	-	-	-
30	11	-	9	-	-	-	-	-	-	-	24	53
31	67	-	16	-	-	-	-	-	-	-	-	2
Total II	226	64	126	64	36	7	-	-	65	20	60	149
Total I + II	758	313	296	119	80	7	17	5	65	95	110	197
Jumlah hari hujan	25	13	12	5	10	2	1	2	-	4	10	12
Hujan maksimum	148	54	59	62	24	4	17	3	65	20	42	58

Total pertahun 2.022 mm

Rata-rata 10 tahun terakhir ..... mm  
Kudus, 4 Januari 2010.

Kepala Seksi Pemeliharaan dan Pondsayagasan  
Birog-Sektor-Deva Air

Laporan tahunan :  
Cabang --> BPSDA --> Dinas

IR-ISTIANAH.MT

# DATA CURAH HUJAN TAHUNAN ( Dalam - mm )

No. Stasiun : 164 SR 32  
Nama Stasiun : KUDUS / BPESDM  
Ketinggian :  
Koordinat :

Dinas BPESDM Kab. Kudus, Bidang SDA.....  
Tahun : 2010

Tanggal	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGT	SEP	OKT	NOV	DES
1	-	12	19	-	-	-	-	-	-	-	3	-
2	3	-	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	1	-	-	-	-	11	-	7	-	2	1
4	21	-	9	-	3	-	-	-	-	-	8	-
5	85	-	-	-	3	-	11	-	-	27	-	-
6	45	37	-	-	1	-	-	-	6	-	6	4
7	-	-	-	-	-	2	-	-	41	11	-	-
8	1	-	3	-	13	17	-	-	-	11	16	2
9	24	47	17	-	-	30	-	-	2	7	11	13
10	57	-	21	6	32	-	-	-	2	-	1	-
11	2	20	2	40	-	-	-	-	-	-	9	52
12	3	-	6	16	-	-	-	-	15	-	-	19
13	61	-	-	4	18	-	3	-	24	-	-	27
14	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5	-
15	88	87	-	40	7	-	-	-	-	-	-	13
Total I	412	204	76	106	83	49	25	-	99	56	57	131
16	69	73	-	27	-	-	-	-	-	-	-	-
17	61	8	-	-	47	29	4	-	-	11	-	-
18	30	1	-	33	-	-	13	-	-	46	-	28
19	15	33	-	-	-	-	-	-	-	37	-	16
20	87	80	-	-	3	-	-	15	-	1	-	18
21	-	-	-	-	3	-	-	-	-	48	-	3
22	13	2	19	-	-	-	-	-	-	41	3	-
23	25	1	-	-	33	-	-	24	6	-	13	-
24	-	-	8	2	17	-	-	1	3	3	-	8
25	-	-	-	-	3	3	-	6	14	1	15	14
26	-	-	-	-	7	-	44	-	-	-	-	-
27	7	4	5	3	50	1	1	-	23	-	22	-
28	67	-	-	25	-	-	12	-	-	-	-	21
29	7	-	-	-	-	-	-	-	-	5	-	26
30	2	-	-	30	-	-	-	-	1	-	3	18
31	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	29
Total II	388	202	32	120	163	33	74	46	47	193	56	191
Total I + II	800	406	108	226	246	82	99	46	146	249	113	322
Jumlah hari hujan	25	14	11	11	15	6	8	4	12	13	14	18
Hujan maksimum	88	87	21	40	50	30	44	24	41	48	22	52

Total pertahun : 2243 mm

Rata-rata 10 tahun terakhir ..... mm  
Kudus, 31 - 12 - 2010  
An Kepala Dinas BPESDM Kabupaten Kudus  
Bidang Sumber Daya Air

Laporan tahunan :  
Cabang --> BP8DA --> Dinas

MOH FARID, ST

# DATA CURAH HUJAN TAHUNAN ( Dalam - mm )

No. Stasiun : 164 ST 32  
Nama Stasiun : KUDUS / BPSPDN  
Ketinggian :  
Koordinat :

Dinas BPSPDN Kab. Kudus - Bidang SDA  
Tahun : 2011

Tanggal	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGT	SEP	OKT	NOP	DES
1	29	-	8	72	-	7	26	-	-	-	2	6
2	30	95	23	23	28	-	-	-	-	-	61	-
3	4	12	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-
4	-	1	14	4	-	-	-	-	-	-	21	278
5	-	16	98	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	-	125	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
7	1	9	18	5	-	-	-	-	-	-	84	3
8	6	8	14	-	-	-	-	-	-	-	31	-
9	23	13	17	-	-	-	-	-	-	-	3	-
10	67	5	18	-	-	-	-	-	-	-	23	-
11	40	-	13	24	-	-	-	-	-	-	2	48
12	25	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13	21	-	28	-	2	-	-	-	-	-	-	-
14	-	7	-	-	-	-	1	-	64	-	17	6
15	3	-	4	-	-	-	-	-	-	-	14	-
Total I	259	281	223	128	30	7	27	-	64	-	266	342
16	3	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	14	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5
18	3	-	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19	-	9	23	-	23	-	-	-	-	-	27	-
20	42	-	11	43	9	-	-	-	-	-	-	13
21	4	4	31	2	23	-	-	-	-	-	29	25
22	7	-	10	2	-	-	-	-	-	-	-	-
23	-	-	2	8	-	-	-	-	-	-	-	-
24	-	4	1	7	-	-	-	-	-	36	43	3
25	1	34	-	-	-	-	-	-	-	-	36	34
26	-	29	-	-	17	-	-	-	-	-	64	-
27	-	4	4	-	49	-	-	-	-	2	-	19
28	-	2	88	-	-	-	-	-	-	-	10	22
29	-	-	23	-	-	-	-	-	-	-	22	-
30	39	-	28	-	-	-	-	-	-	-	8	2
31	9	-	40	-	-	-	1	-	-	10	-	4
Total II	173	102	306	62	117	-	1	-	-	48	174	131
Total I + II	331	383	529	190	147	7	28	-	64	48	440	533
Jumlah hari hujan	20	15	24	10	7	1	3	-	1	3	18	16
Hujan maksimum	54	125	88	72	49	7	26	-	64	36	84	278

Total pertahun 2755 mm

Rata-rata 10 tahun terakhir ..... mm  
Kudus, 31 Desember 2011  
An Kepala Dinas BPSPDN Kabupaten Kudus  
Bidang Sumber Daya Air

Laporan tahunan :  
Cabang --> BPSPDA --> Dinas

MOH FARID, ST



# **DATA CURAH HUJAN TAHUNAN** ( Dalam - mm )

No. Stasiun : 164  
Nama Stasiun : KUDUS / BPSDA  
Ketinggian :  
Koordinat :

Cabang Dinas Pengairan : BPSDA  
Tahun : 202

Tanggal	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGT	SEP	OKT	NOP	DES
1	02	9	16	-	7	2	-	-	-	-	-	-
2	15	3	4	-	15	-	-	-	-	-	-	-
3	7	3	22	-	1	-	-	-	-	-	-	6
4	-	14	-	4	-	-	-	-	-	1	-	-
5	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	8	3
6	24	-	2	-	-	-	-	-	-	-	4	4
7	3	-	-	5	-	-	-	-	-	3	9	5
8	92	-	25	-	8	-	-	-	-	-	7	-
9	44	21	-	3	-	-	1	-	-	-	-	-
10	23	-	89	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11	2	-	13	-	-	5	-	-	-	-	-	36
12	30	-	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13	85	-	7	-	-	-	-	-	-	-	37	4
14	25	34	10	-	-	-	-	-	-	-	-	7
15	2	-	4	-	-	-	-	-	-	4	64	-
Total I	354	144	209	14	31	7	1	-	-	8	142	65
16	-	37	28	-	-	-	-	-	-	-	8	-
17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	17
18	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	2	32
19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9	-
20	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	24	7
21	3	27	-	12	-	4	-	-	-	18	47	24
22	-	12	-	-	-	-	-	-	-	-	1	24
23	13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25	11
24	23	9	16	-	-	-	-	-	-	-	-	10
25	27	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
26	22	20	16	-	-	-	-	-	-	-	3	3
27	-	97	27	9	-	-	-	-	-	2	-	3
28	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29	-	36	-	-	-	-	-	-	-	-	8	12
30	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11	47
31	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9
Total II	144	244	88	21	-	4	-	-	-	20	99	200
Total I + II	498	388	297	35	31	11	1	-	-	28	241	265
Jumlah hari hujan	22	14	16	6	4	3	1	-	-	5	15	20
Hujan maksimum	92	97	89	12	15	5	1	-	-	18	64	47

Total pertahun : 1295 mm

Rata - rata 10 tahun terakhir : ..... mm  
Kudus

Kepala Cabang Dinas Pengairan  
Muria Barat

Laporan tahunan :  
Cabang --> BPSDA --> Dinas

**DATA CURAH HUJAN TAHUNAN**  
( Dalam - mm )

[Blanko : 12 - 0 ]

No. Stasiun : 164  
Nama Stasiun : DPU Kudus (Dinas BPESDM )  
Ketinggian :  
Koordinat :

Dinas : BPESDM Kab.Kudus  
Bidang : Sumber Daya Air  
Tahun : 2013

Tanggal	JAN	FEB	MARET	APRIL	MEI	JUNI	JULI	AGT	SEP	OKT	NOV	DES
1	27	24	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	37	-	-	1	-	-	-	-	-	-	2	-
3	9	-	-	2	-	13	7	-	-	-	10	-
4	-	-	14	-	-	-	3	-	8	-	-	4
5	72	-	-	-	-	-	20	-	-	-	-	35
6	45	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	25	19	-	9	-	-	-	-	-	9	-	2
8	5	-	-	96	-	-	-	-	-	69	-	3
9	26	-	-	-	-	34	-	-	-	1	-	2
10	7	35	182	7	15	-	-	-	-	-	-	26
11	-	23	9	-	-	3	-	-	-	-	-	28
12	-	-	-	47	-	22	-	-	-	-	-	63
13	-	8	-	20	1	1	-	-	-	-	22	35
14	118	-	-	-	8	2	-	-	-	-	-	38
15	64	29	9	-	-	-	8	-	-	-	-	12
total I	435	140	220	182	24	75	38	-	8	79	34	248
16	45	3	2	21	68	-	-	-	-	-	30	-
17	3	24	3	10	4	16	-	-	-	-	1	-
18	-	81	-	38	20	-	-	-	-	-	6	29
19	-	37	4	54	59	-	-	-	-	-	-	2
20	17	26	20	-	-	-	-	-	-	-	6	-
21	-	42	-	-	17	25	-	-	-	16	-	-
22	44	51	-	-	-	12	10	-	-	-	-	50
23	100	29	-	4	31	-	-	-	-	22	-	91
24	3	29	47	13	-	-	-	-	-	-	-	17
25	58	1	36	-	-	-	14	-	-	-	-	4
26	10	-	-	-	-	12	4	-	-	-	-	-
27	-	24	-	-	-	32	-	-	-	-	-	12
28	34	18	10	-	6	-	-	-	-	2	43	-
29	-	-	22	-	-	3	-	-	-	-	-	-
30	34	-	6	-	1	-	-	-	-	4	-	17
31	9	-	5	-	8	-	-	-	-	-	-	69
total II	357	365	155	140	214	100	28	-	-	44	86	291
Total I + II	792	505	375	322	238	175	66	-	8	123	120	539
Jumlah hari hujan	22	19	15	13	10	12	7	-	1	7	8	20
Hujan maksimum	118	81	182	96	68	34	20	-	8	69	43	91

Total pertahun : 3.263 mm  
Rata - rata 10 tahun 2.332 mm

Laporan tahunan :  
Bidang -> Dinas -> BPSDA -> BMKG

Kudus, 2 Januari 2014

An.Kepala Dinas Bina Marga Pengairan Energi  
dan Sumber Daya Mineral Kabupaten Kudus  
Bidang Sumber Daya Air

  
**MOH. FARID ST**

NIP.19690321 199903 1 002

DATA CURAH HUJAN TAHUNAN  
( Dalam - mm )

No. Stasiun : 164  
Nama Stasiun : DPU Kudus (Dinas BPESDM )  
Ketinggian :  
Koordinat :

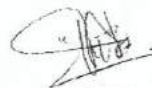
Dinas : BPESDM  
Bidang : Sumber Daya Air  
Tahun : 2014

Tanggal	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUNI	JULI	AGT	SEP	OKT	NOP	DES
1	53	8	-	-	-	-	-	7	7	-	-	-
2	5	10	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	46
4	-	65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	71
5	-	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	10	-	8	4	-	-	-	-	-	-	-	18
7	36	5	17	27	-	-	-	-	-	-	-	-
8	-	42	13	22	-	-	8	-	-	-	-	-
9	5	32	-	14	-	-	-	-	-	-	-	47
10	-	21	3	26	-	-	-	3	3	-	18	-
11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	48
12	-	-	-	-	-	-	33	-	-	-	-	-
13	15	-	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14	20	-	2	-	10	-	-	-	-	-	38	38
15	12	61	-	29	-	-	-	-	-	-	2	14
Total I	156	287	56	122	10	-	41	10	10	-	59	282
16	13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	55	-	-	9	-	-	-	-	-	-	-	16
18	54	-	-	-	15	-	-	-	-	-	16	38
19	85	-	7	-	-	2	-	-	-	-	-	39
20	77	-	20	-	-	-	-	-	-	-	2	-
21	136	11	10	-	-	-	-	-	3	-	-	29
22	165	-	-	-	-	-	48	-	-	-	-	51
23	234	22	-	-	-	13	-	-	-	-	-	12
24	80	-	-	4	-	-	-	-	-	-	-	3
25	72	-	-	-	-	7	-	-	-	-	2	-
26	14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
27	34	-	-	3	-	-	-	-	-	-	-	1
28	52	-	-	3	-	-	-	-	-	3	-	84
29	26	-	-	11	-	-	2	-	-	1	3	2
30	25	-	-	2	-	-	-	-	-	-	48	-
31	8	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	5
Total II	1.130	33	37	32	15	22	51	-	3	4	71	280
Total I + II	1.286	320	93	154	25	22	92	10	13	4	130	562
Jumlah hari hujan	24	12	10	12	2	3	5	2	3	2	9	18
Hujan maksimum	234	65	20	27	15	13	48	7	7	3	48	84

Total pertahun : 2.711 mm

Rata - rata 10 tahun terakhir mm  
Kudus, 2015  
An.Kepala Dinas Bina Marga Pengairan  
Energi dan Sumber Daya Mineral  
Bidang Sumber Daya Air

Laporan tahunan :  
Bidang --> Dinas --> BPSSDA



MOH. FARID ST  
NIP.19690321 199903 1 002

No. Stasiun : 164  
 Nama Stasiun : DPU Kudus (Dinas BPESDM)  
 Ketinggian :  
 Koordinat :

Dinas : BPESDM Kab.Kudus  
 Bidang : Sumber Daya Air  
 Tahun : 2015

Tanggal	JAN	FEB	MARET	APRIL	MEI	JUNI	JULI	AGT	SEP	OKT	NOP	DES
1	4	17	-	2	-	-	-	-	-	-	-	2
2	5	18	-	4	20	-	-	-	-	-	-	1
3	26	-	52	34	-	-	-	-	-	-	-	-
4	29	-	47	31	12	-	-	-	-	-	8	1
5	1	-	55	-	1	-	-	-	-	-	7	6
6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	40
7	-	12	-	13	-	7	-	-	-	-	1	74
8	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5
9	-	15	10	5	-	1	-	-	-	-	-	20
10	-	6	7	1	-	-	-	-	-	-	-	18
11	-	16	7	-	-	-	-	-	-	-	76	34
12	110	51	9	-	-	-	-	-	-	-	27	-
13	64	7	13	12	-	-	-	-	-	-	-	2
14	23	4	3	3	-	-	-	-	-	-	6	34
15	16	-	3	-	-	-	-	-	-	-	-	20
Total I	278	148	206	105	33	8	-	-	-	-	125	257
16	1	-	6	-	-	-	-	-	-	-	19	3
17	1	-	-	4	-	-	-	-	-	-	-	101
18	15	-	15	-	-	-	-	-	-	-	9	75
19	16	17	-	7	-	-	-	-	-	-	6	14
20	64	12	-	34	-	-	-	-	-	-	21	1
21	-	-	-	5	-	-	-	-	-	-	2	30
22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	15	8
23	10	-	7	3	-	-	-	-	-	-	-	-
24	10	17	11	8	-	-	-	-	-	-	-	-
25	-	7	4	24	-	-	-	-	-	-	-	-
26	-	5	-	-	-	-	-	-	-	-	43	-
27	22	-	34	-	-	-	-	-	-	-	1	-
28	9	4	-	16	-	-	-	-	-	-	6	-
29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8	-
30	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-
31	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Total II	182	62	77	101	-	-	-	-	-	-	132	232
Total I + II	460	210	283	206	33	8	-	-	-	-	257	489
Jumlah hari hujan	21	16	16	17	3	2	-	-	-	-	17	20
Hujan maksimum	110	51	55	34	20	7	-	-	-	-	76	101

Total pertahun : 1.946 mm  
 Rata - rata 10 tahun mm

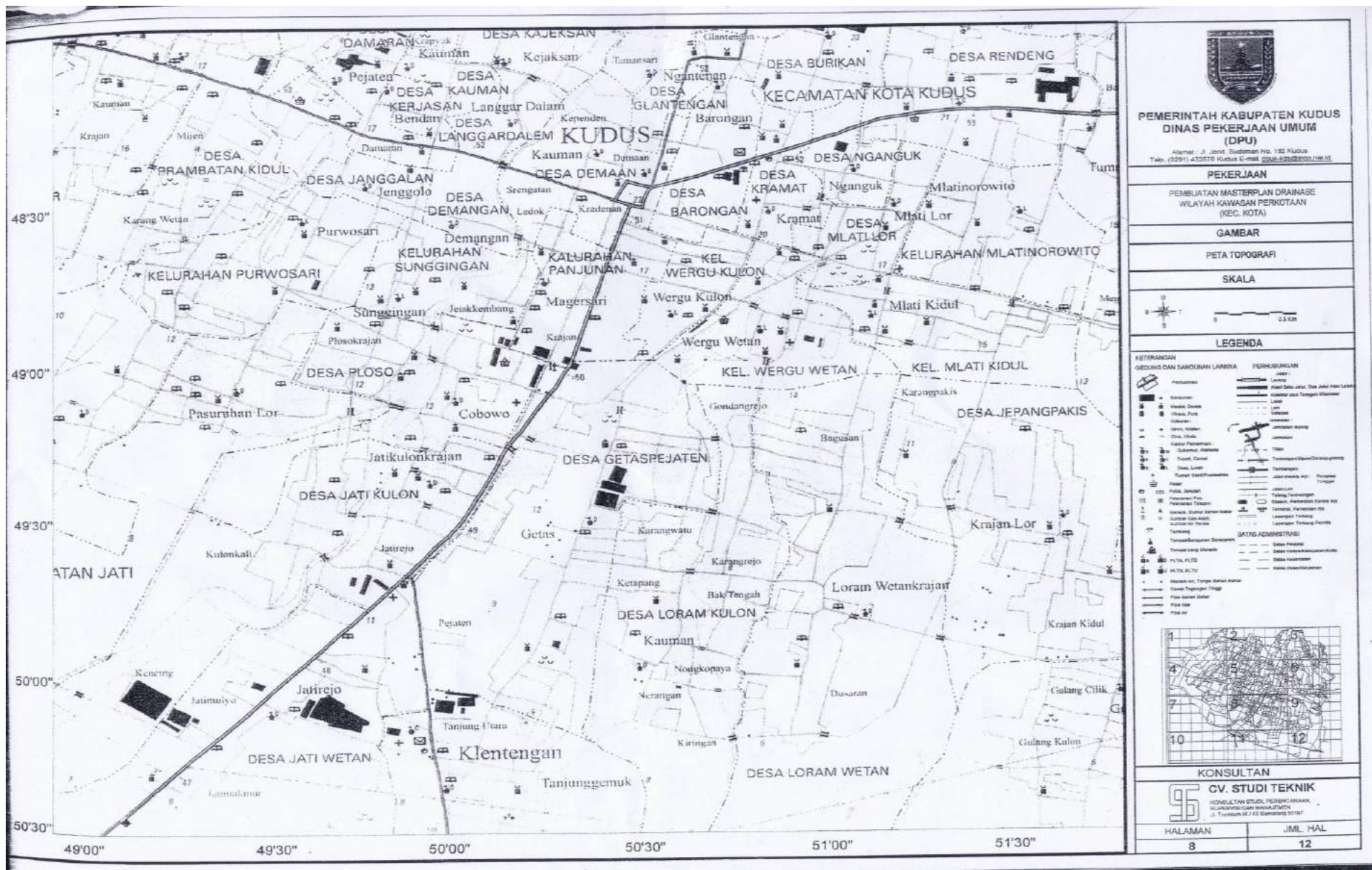
Kudus, 4 Januari 2016

Laporan tahunan :  
 Bidang --> Dinas --> BPSDA --> BMKG

1. Kepala Dinas Bina Marga Pengairan Ene  
 an Sumber Daya Mineral Kabupaten Kudi  
 Bidang Sumber Daya Air

**MOH. FARID, ST**  
 NIP.19690321 199903 1 002







PEMERINTAH KABUPATEN KUDUS

RENCANA  
POLA ARAH ALIRAN DRAINASE

SKALA

NO. PETA



0 0.5 Km

VI-25

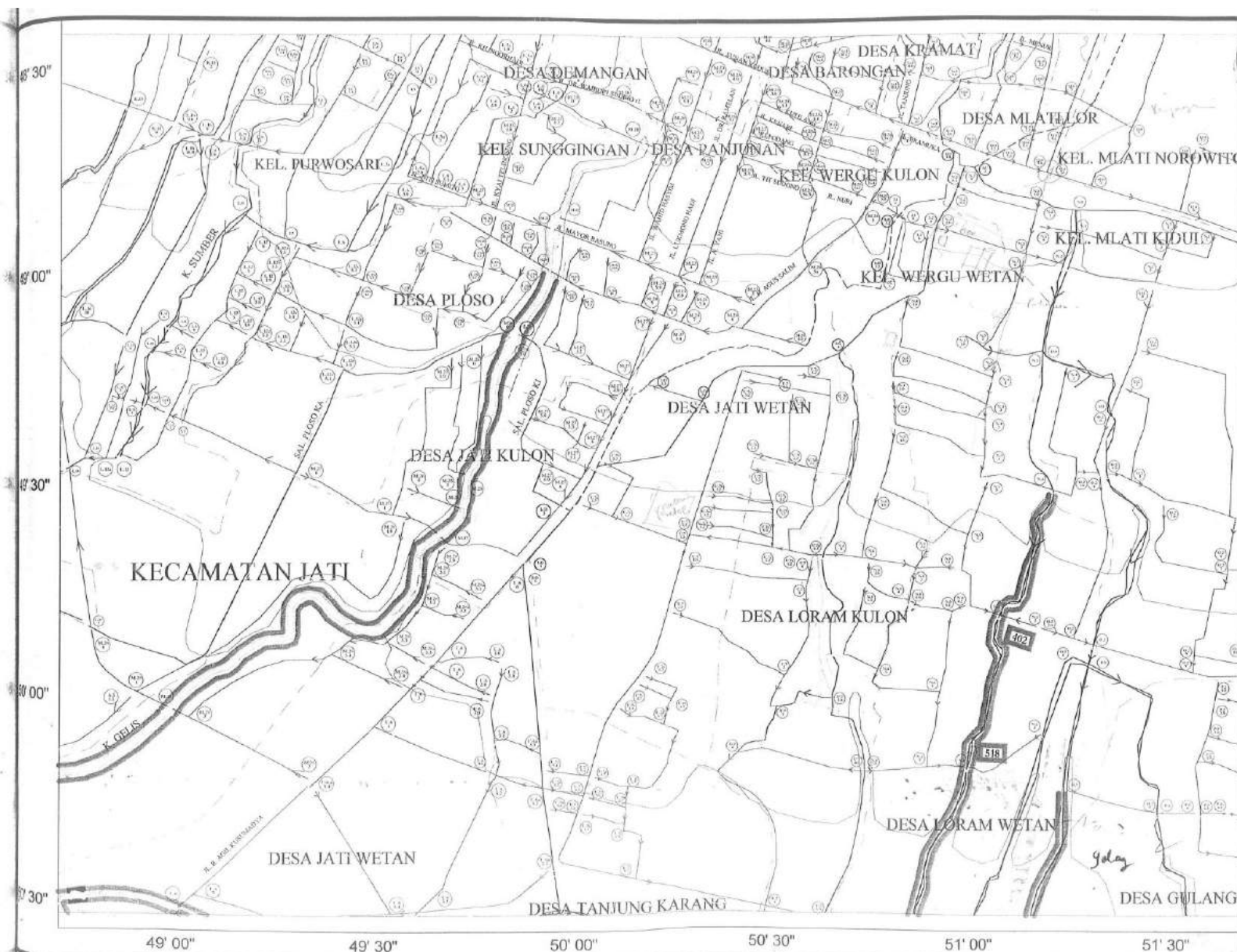
SUMBER :

LEGENDA

- Batas Wilayah Administrasi Kota Kudus
- Batas Desa
- Sungai
- Saluran Drainase Minor
- Saluran Irigasi
- Drainase Primer / Major Drain
- Jalan
- Polder
- Kontur Interval 1 00 m
- Kontur Interval 5 00 m
- Tanggul



PENYUSUNAN  
MASTER PLAN DRAINASE  
KOTA KUDUS







PEMERINTAH KABUPATEN KUDUS

RENCANA  
SISTEM JARINGAN DRAINASE

SKALA

NO. PETA



0 0.5 Km

VI-72

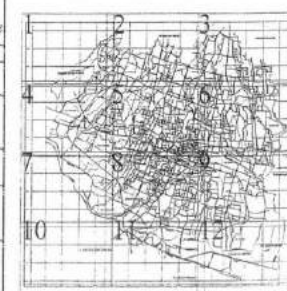
SUMBER :

LEGENDA

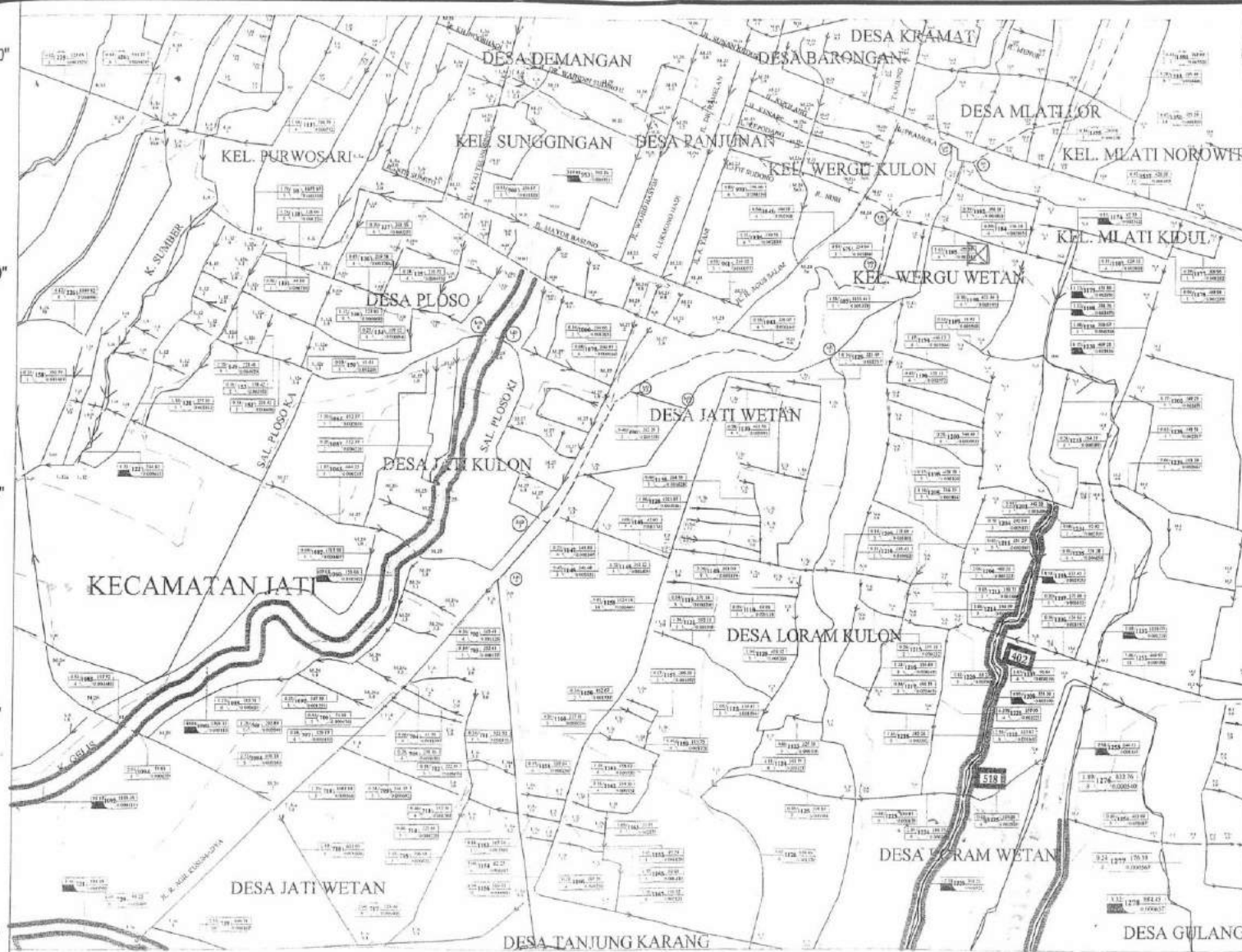
- Desa Wilayah Administrasi Kota Kudus
- Batas Desa
- Sungai
- Saluran Drainase Minor
- Saluran Irigasi
- Drainase Primer / Major Drain
- Jalan
- Polder
- Tanggul

A	C	D
B	E	

- A = Debit dalam m<sup>3</sup>/dt
- B = Tipe Saluran
- C = Nomor Ruas
- D = Panjang Ruas dalam m
- E = Slope/kemiringan Saluran
- Tipe Saluran sesuai Saluran Existing



PENYUSUNAN  
MASTER PLAN DRAINASE  
KOTA KUDUS



49° 00" 49° 30" 50° 00" 50° 30" 51° 00" 51° 30"

Tabel 6.7.

[illegible]





Form AK/TA-04  
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Dr. Ir. Edijatno
NAMA MAHASISWA	: Febri Herning Joneydy
NRP	: 3111'06028
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan sistem Drainase Stadion Wergu Wetan Kabupaten Kudus
ANGGAL OPOSAL	:
NO. SP-MMTA	: 095/88/IT2.3.1.1/PP.05.02.00/2016

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	6/10/2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>Cek aliran pembuangan dengan kondisi eksisting.</li> <li>Perbaiki tabel tinggi hujan harian maksimum.</li> <li>Cek periode ulang untuk saluran eksisting luar stadion dan perencanaan dalam std.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Buat skema jaringan (catchment area) tiap saluran.</li> <li>Buat daftar isi pengerjaan (progres).</li> <li>Tentukan periode ulang perencanaan untuk stadion &amp; lanjutkan!</li> </ul>	
2.	18/10/2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>Perbaiki daftar isi pengerjaan.</li> <li>cek elevasi saluran rencana dengan pembuangan akhir.</li> <li>cek apakah mengalir secara gravitasi atau membutuhkan kolam tampung?</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Perhitungan Debit bujur suburface dan surface dengan catchment area yang sudah direncanakan.</li> <li>elevasi rencana stadion terkait pengalirannya.</li> </ul>	
3.	8/11/2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>cek kemiringan lahan dengan kondisi dikapangan (lahan kosong, tribun, dan atap).</li> <li>cek elevasi ter jauh ke saluran pembuang.</li> <li>Bandingkan <math>Q_{hidrologi} \leq Q_{hidrolika}</math>.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>dimensi saluran surface dan suburface.</li> <li>perbaiki.</li> </ul>	
4.	25/11/2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>Perbaiki dimensi saluran dan muka air pada saluran.</li> <li>cek muka air pada pipa jaringan suburface</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Rencanakan dimensi kolam tampung</li> <li>cek kembali elevasi.</li> <li>hitung volume inflow &amp; outflow.</li> </ul>	



Form AK/TA-04  
rev.01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Dr Ir. Edijarno
NAMA MAHASISWA	: Febbri Herning Suardy
NRP	: 3114106028
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Sistem Drainase Stadion Wagon Wetan Kabupaten Kediri
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	: 045 / 86 / IT2.3.1.1 / PP. 05.02.00 / 2016

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
5.	29/11/2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Perbaiki penulisan dan kalimat</li> <li>- perbaiki penggunaan rumus/motasi</li> <li>- perbaiki perhitungan dimensi saluran, termasuk celah t<sub>f</sub> &amp; t<sub>c</sub></li> <li>- rencanakan kolam tampung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Rencanakan kolam tampung, secara gravitasi atau dengan pompa</li> </ul>	
6.	5/12/2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Perbaiki penulisan rumus</li> <li>- jika terjadi genangan sebesar durasi 2 jam, berapa lama t<sub>2</sub>? dengan menggunakan R<sub>24</sub></li> <li>- perbaiki volume inflow pada kolam tampung</li> </ul>		
7.	6/12/2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>- pakai R<sub>24</sub> untuk tinggi genangan</li> <li>- perbaiki waktu t<sub>c</sub> pada saluran subsurface</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- hitung outflow melalui pintu air (routing) dan pompa</li> </ul>	
8.	13/12/2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>- perbaiki routing kolam tampung</li> <li>- outflow melalui pintu air dan pompa</li> </ul>		
9.	14/12/2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cek kembali elevasi m.s. kolam tampung dan m.s. saluran kota</li> <li>- gambar rencana sesuai skala</li> </ul>		
10.	23/12/2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cek penulisan dan gambar perencanaan</li> </ul>		
11.	29/12/2016			



Form AK/TA 04  
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil B.2, Kampus ITS Sukodilo, Surabaya 60111  
Telp. 031 5946091, Fax 031 5947284



NAMA PEMBIMBING	Ir. Sutawidjaya, M.T.
NAMA MAHASISWA	Febri Hening Lanny
NRP	311116008
JUDUL TUGAS AKHIR	Perencanaan Sistem Drainase Studi Kasus Waduk Wetan Kabupaten Kediri
TANGGAL PENYUSUNAN	
NO. SP-MMTA	040 / 28 / 11 / 2.3.1.1 / PP 01 01 06 / unib

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	17/10/2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>Cek pembebasan yang terganggu dari luas terdampas studien.</li> <li>elevasi saluran dalam keluar (drainase lokal) check.</li> <li>El. dlm. lokal, lokal?</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>lanjutkan</li> </ul>	20/10/16
	1/11/2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>Elevasi per-section, pompa kolam (pompung).</li> <li>hitung perlu pembebasan-debar (DR/DR)</li> <li>alasan kenapa dibuat (khususnya (lihat literatur).</li> <li>perbaikan untuk menentukan elevasi.</li> </ul>		20/11/16
3	25/11/2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>cek elevasi saluran masuk air di luar dengan data ptp</li> <li>elevasi titik pipa bawah tanggul untuk dari sub-elektroponasi.</li> <li>Esk. terakhir jika terdapat pipa drain / tanggung pada tanggul</li> </ul>		20/25/16
4	14/12/2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>perbaikan kolam pompung</li> <li>gambar peris section per menghitung &amp; menentukan besaran elevasi-elevasi</li> </ul>		20/14/16



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp. 031-5946094, Fax. 031-5947284



Form AK/TA 04

rev01

NAMA PEMBIMBING	Ir. Sudkwoyo MS.
NAMA MAHASISWA	Febri Herning Soedty
NRP	31141 06028
JUDUL TUGAS AKHIR	Perencanaan Sistem Drainase Stadion Wugu Weten Kabupaten Kediri
NGGAL ROPOSAL	
NO. SP-MMTA	045/88 / IT 2 3.1.1 / PP. 03.02.00 / 2016

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
5.	26/12/2016	Belum ada rencana minggu depan		
6.	28/12/2016	Belum ada rencana minggu depan ada rencana		Sl 26/12/16



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
**PROGRAM SARJANA LINTAS JALUR**  
JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP – ITS

**BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN  
SEMINAR DAN LISAN  
TUGAS AKHIR**

Pada hari ini **Kamis tanggal 5 Januari 2017 jam 09.00 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS bagi mahasiswa:



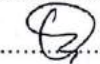
NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
3114106028	Febbri Herning Soaedy	Perencanaan Sistem Drainase Stadion Wergu Wetan Kabupaten Kudus

Dengan Hasil :

<input type="checkbox"/> Lulus Tanpa Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
<input checked="" type="checkbox"/> Lulus Dengan Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Lisan

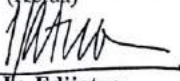
Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

*- Revisi sesuai masukan Penguji*

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Prof. Dr. Ir. Nadjadji Anwar, MSc	
Dr. Ir. Wasis Wardoyo, MSc	
Dr. techn. Umboro Lasminto, ST. MSc	

Surabaya, 5 Januari 2017  
Dosen Pembimbing I

(Ketua)

  
**Dr. Ir. Edijatno**

Dosen Pembimbing 2  
(Sekretaris)

  
**Ir. Sudiwatuyo, MS.**

Dosen Pembimbing 3  
(Sekretaris)



Febbri Herning Soaedy,  
Penulis dilahirkan di Demak 7  
Februari 1993, merupakan anak kedua  
dari 2 bersaudara. Penulis telah  
menempuh pendidikan formal di TK  
Marsudirini (Demak), SDN  
Karanganyar 1 (Demak), SMP Negeri  
2 Jati (Kudus), SMA Negeri 2  
(Kudus). Setelah lulus dari SMA  
Negeri 2 Kudus, penulis melanjutkan  
studi di Jurusan Diploma III Teknik  
Sipil Fakultas Teknik Universitas  
Diponegoro pada tahun 2011.  
Kemudian setelah lulus dari Diploma

III Teknik Sipil Undip, penulis mengikuti ujian masuk Program S1  
Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS dan diterima di  
Program S1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS pada  
periode Genap 2014 dan terdaftar dengan NRP 3114 106 028. Di  
jurusan Teknik Sipil ini penulis mengambil bidang studi  
Hidroteknik dengan judul Tugas Akhir Perencanaan Sistem  
Drainase Stadion Wergu Wetan Kabupaten Kudus. Penulis sempat  
aktif dalam beberapa kegiatan seminar yang diselenggarakan oleh  
Undip maupun ITS. Penulis juga aktif dalam bidang keolahragaan  
seperti futsal dan basket yang diadakan oleh Himpunan.